

様式 6

論文目録

報告番号	甲工 乙工第 17 号 工修	氏名	則武邦具
学位論文題目	高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案		
論文の目次			
第1章 概説			
第2章 従来の構造を軽量化するうえでの問題点と新しい構造の提案			
第3章 高強度コンクリートの材料特性			
第4章 実構造物での有効性の検討			
第5章 全体模型実験			
第6章 プレキャスト部材の接合構造			
第7章 実構造物への適用			
第8章 結論			
参考文献			
主論文			
・ A Study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss Members, Using High-Strength Concrete:Noritake, K., Shima, H., Kumagai, S., Sasaki, K., FIP Symposium '93, Kyoto, Japan, pp.319-326, Oct., 1993			
・ 高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案:則武邦具, 島 弘, 河野 清, 土木学会論文報告書第5部門, No.490, V-23, 1994 (投稿中)			
副論文			
・ Strength and deformational behaviors of studs embedded in high strength prestressed concrete:Chuah, C., Shima, H., Noritake, k., Kumagai, S., コンクリート工学年次論文報告集, No.13-2, pp.1033-1038, 1991			
・ コンクリートに若材令で持続荷重が作用した時のひずみ変化: 島 弘, 則武邦具, 河野 清, 徳島大学工学部研究報告, 第37号, pp.57-64, May, 1992			
・ 高強度コンクリートのクリープに関する実験的研究:島 弘, 則武邦具, 河野 清, 石丸啓輔, 徳島大学工学部研究報告, 第38号, pp.17-23, May, 1993			
・ インサート・ボルトを用いたプレキャスト部材のせん断接合: 福田英二, 島 弘, 則武邦具, 佐々木和道, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.2, pp.607-612, 1993			

備考

- 1 論文題目は、用語が英語以外の外国語のときは日本語訳をつけて、外国語、日本語の順に列記すること。
- 2 参考文献は、論文題目、著者名、公刊の方法及び時期を順に明記すること。
- 3 参考文献は、博士論文の場合に記載すること。

様式 7

論文内容要旨

報告番号	甲工 乙工 第 17 号 工 修	氏 名	則 武 邦 具
学 位 論 文 題 目	高強度コンクリートを有効利用してP C橋を軽量化する新構造の提案		
<p>内容要旨</p> <p>コンクリート橋は、厳しい自然環境、社会環境のもとではその重さが欠点ともなり、依然としてある種の限界が存在する。特にP C長大橋の場合、構造の軽量化、スパンの長大化や施工の省力化は最重点の技術課題である。</p> <p>本研究の目的は、この課題に十分対応できる新しい構造を提案し、これが合理的、かつ実用的構造であることを実証することである。提案にあたり次の研究を行った。</p> <p>①従来の構造を軽量化するうえでの問題点を踏まえて、圧縮強度80～100MPa程度の高強度コンクリートを有効利用できる新しい構造、すなわち、スラブトラス構造を提案し、構造的な特徴づけをする。</p> <p>②想定した高強度コンクリートの構造材料としての妥当性を既往の研究ならびに実験的研究から検証する。</p> <p>③実構造物で本構造を従来の構造と比較設計し、その有効性を明らかにする。</p> <p>④全体構造および部材接合部の力学的特性を実験検証する。あわせて、供試体の製作を通してその施工性の確認をする。</p> <p>⑤実構造物への適用を施工性、工期、経済性などの点から検討する。</p> <p>以上の研究結果を要約すると次の通りである。</p> <p>(1) 材料特性</p> <p>想定した高強度コンクリートの力学的特性および設計用値は、現行の技術規準類の規定値の延長線上で考えられる範囲である。また、その製造および施工に関しても部材をプレキャスト化し工場製品と同様に製作することで、高品質、高性能を保証でき、現在のコンクリート技術で十分実用が可能である。</p> <p>(2) 構造特性</p> <p>軸力が卓越するスラブ部材とトラス部材とを一体化した合成構造とすること</p>			



で、曲げおよびねじり剛性の効率がよい構造である。また、部材の縮小化と二次応力の抑制によりプレストレスの効率のよい構造である。摩擦接合と直接せん断接合の二重の部材接合は場所打ちコンクリートを必要とせず、簡便で信頼性の高い接合構造である。さらに、プレキャスト部材への分割、接合、組立てが容易で、プレキャストセグメント工法に最適な構造である。

#### (3) 実構造物での有効性

高強度コンクリートの有効利用とプレストレスの効率化に加えて、架設時に余分の補強や施工が不要になることから、使用材料が低減し、従来の構造に比べて自重が25~30%軽減する。また、適用頻度の高い支間50~100m規模のPC橋に最適で、押出し架設工法により施工できる。

#### (4) 全体模型試験

本構造はトラス構造として解析でき、横方向剛性の高い構造である。また、部材の摩擦接合部は設計荷重状態で十分な耐力を有することが検証できた。あわせて、供試体の製作にあたり、プレキャスト部材は容易に接合し、組み立てることができ、その施工性が確認できた。

#### (5) プレキャスト部材の接合構造の検討

摩擦接合にトラス部材間で直接せん断を伝達する構造を付加した二重の接合構造は、終局荷重状態で静的荷重に対して十分な耐力を有し、信頼性の高い構造であることが検証できた。また、せん断耐力式の算定により合理的な設計法を提案できた。また、供試体の製作を通して実構造物への適用が確認できた。

#### (6) 実構造物への適用

プレキャスト部材の縮小化と軽量化に加え、部材の分割や組立てが容易で、しかも、その形状が単純で標準化し易く、施工性が向上する。また、支間50~100m範囲の橋梁でも押出し架設工法が適用でき、従来の構造に比べて施工性、工期、工費などの点で優位性が高い。

以上の研究結果を総合的に判断すると、新しく提案したスラブトラス構造は、PC橋の軽量化、スパンの長大化や施工の省力化に対して十分対応できる合理的、かつ実用的構造であると結論できる。

なお、橋梁上下部工全体としての本構造の有効性、斜張橋、吊床版橋など構造形式への応用展開、部材接合部の疲労問題やより一層簡便な接合構造の開発、複合構造への展開などが今後に残された研究課題である。

様式 9

論文審査の結果の要旨

報告番号	甲 工 乙 工 第 17 号 工 修	氏 名	則 武 邦 具
審査委員	主 査 河 野 清 副 査 宇 都 宮 英 彦 副 査 平 尾 潔		
学位論文題目 高強度コンクリートを有効利用して P C 橋を軽量化する新構造の提案			
審査結果の要旨 鋼とコンクリートという材料の高強度化がプレストレストコンクリート（P C）構造を可能にし、橋梁その他の構造物に実用化されている。特に、P C の使用によってコンクリート構造の軽量化、スパンの長大化、施工の省力化、プレキャスト化が可能であり、P C 構造をさらに展開させることが、今日の最重点の技術課題となっている。 本研究では、コンクリート工学の進歩発展によって圧縮強度 80 ～ 100MPa の従来よりも高強度のコンクリートを常時造ることが可能になったので、これを有効に利用する新しい P C 構造としてスラブトラス構造の橋梁を提案し、これが合理的かつ実用的な構造であることを究明したものである。 まず、80 ～ 100MPa の高強度コンクリートが構造材料として妥当であり、力学的特性および設計用値は、現行の技術基準あるいは、規格値の延長線上にあることを明らかにし、次に、スラブ部材とトラス部材とを一体化した合成構造とすることで、曲げおよびねじり剛性、プレストレスなどの効率のよい構造であることを究明し、全体模型実験ではトラス構造として解析でき、横方向剛性の高い構造であり、摩擦接合部も設計荷重で十分な耐力をもつことを明らかにし、さらに接合構造として摩擦接合と直接せん断接合との 2 重せん断伝達機能を有するものを提案し、本構造の施工性、工期、経済性も検討を加えている。本研究の成果は、土木学会論文集に掲載が決定しており、きわめて独創性が高く、すぐれた内容の論文であり、博士（工学）の学位授与に値するものである。			



<p>姓名</p>	<p>性別</p>	<p>年齡</p>	<p>學歷</p>
<p>張金福</p>	<p>男</p>	<p>35</p>	<p>高中畢業</p>
<p>王德勝</p>	<p>男</p>	<p>32</p>	<p>高中畢業</p>
<p>李國輝</p>	<p>男</p>	<p>30</p>	<p>高中畢業</p>
<p>陳文雄</p>	<p>男</p>	<p>28</p>	<p>高中畢業</p>
<p>林金水</p>	<p>男</p>	<p>25</p>	<p>高中畢業</p>
<p>吳德安</p>	<p>男</p>	<p>22</p>	<p>高中畢業</p>
<p>黃文雄</p>	<p>男</p>	<p>20</p>	<p>高中畢業</p>
<p>周金福</p>	<p>男</p>	<p>18</p>	<p>高中畢業</p>
<p>鄭文雄</p>	<p>男</p>	<p>16</p>	<p>高中畢業</p>
<p>林金水</p>	<p>男</p>	<p>14</p>	<p>高中畢業</p>

高強度コンクリートを有効利用して  
P C 橋を軽量化する新構造の提案

1 9 9 4 年 3 月

則 武 邦 具



②

高強度コンクリートを有効利用して  
P C 橋を軽量化する新構造の提案

1 9 9 4 年 3 月

則 武 邦 具

高強度コンクリートを有効利用してP C橋を軽量化する新構造の提案

目 次

	頁
第 1 章 概 説	
1.1 本研究の目的 .....	1
1.2 本研究の具体的内容 .....	4
1.3 論文の構成 .....	5
参考文献 .....	6
第 2 章 従来の構造を軽量化するうえでの問題点と新しい構造の提案	
2.1 まえがき .....	7
2.2 高強度コンクリートの応用とその課題	
2.2.1 概 要 .....	13
2.2.2 高強度の課題と事例 .....	14
2.3 従来の構造を軽量化するうえでの問題点	
2.3.1 従来の構造および構造形式 .....	19
2.3.2 従来の構造を軽量化するうえでの問題点 .....	31
2.4 プレキャストセグメント工法とその課題	
2.4.1 概 要 .....	43
2.4.2 プレキャストセグメントについて .....	45
2.4.3 プレキャストセグメントの架設工法 .....	47
2.4.4 プレキャストセグメント工法の課題 .....	50
2.5 新しい構造の提案ースラブトラス構造	
2.5.1 従来の構造での問題点と新しい構造の提案 .....	51
2.5.2 スラブトラス構造の特徴 .....	53
2.6 むすび .....	57
参考文献 .....	58



### 第3章 高強度コンクリートの材料特性

3.1 まえがき	61
3.2 既往の研究	
3.2.1 化学的特性	62
3.2.2 物理的特性	71
3.2.3 力学的特性	74
3.2.4 現場施工上の課題	77
3.3 高強度コンクリートの力学的特性に関する実験的研究	
3.3.1 はじめに	81
3.3.2 既往の研究	81
3.3.3 実験概要	83
3.3.4 実験結果および考察	85
3.3.5 まとめ	90
3.4 力学的特性とその設計用値	
3.4.1 高強度コンクリートに関する技術基準類	91
3.4.2 応力-ひずみ曲線	92
3.4.3 ヤング係数	94
3.4.4 ポアソン比	96
3.4.5 クリープ・乾燥収縮	97
3.4.6 許容応力度	99
3.5 むすび	104
参考文献	106

### 第4章 実構造物での有効性の検討

4.1 まえがき	109
4.2 対象とした構造物	
4.2.1 設計条件	109
4.2.2 構造	110
4.2.3 施工	115

### 4.3 設計計算結果

4.3.1 断面力	116
4.3.2 プレストレス	117
4.3.3 プレストレスによる二次応力	120
4.3.4 合成応力度	120
4.3.5 数量比較	125
4.4 図面および材料計算	
4.4.1 スラブトラス構造図	127
4.4.2 PC鋼材配置図	128
4.4.3 コンクリートの材料計算	129
4.5 むすび	130
参考文献	131

### 第5章 全体模型試験

5.1 まえがき	132
5.2 試験概要	
5.2.1 供試体	133
5.2.2 配合および使用材料	134
5.3 供試体の設計・製作	
5.3.1 設計	135
5.3.2 製作	140
5.4 載荷試験	
5.4.1 試験装置および載荷方法	147
5.4.2 計測項目、使用機器および計測方法	147
5.4.3 試験状況	151
5.5 試験結果および考察	
5.5.1 全体変形	152
5.5.2 トラス部材のひずみ	153
5.5.3 床版部材のひずみ	155

5.5.4 トラス交点部	157
5.5.5 トラスと床版の接合部	158
5.5.6 ひびわれ状況	159
5.5.7 FEM解析との比較	163
5.6 むすび	166
参考文献	167
第6章 プレキャスト部材の接合構造	
6.1 まえがき	168
6.2 トラス接合構造の形式とその耐荷力	
6.2.1 はじめに	169
6.2.2 接合部の構造形式	170
6.2.3 実験概要	170
6.2.4 試験結果および考察	177
6.2.5 まとめ	182
6.3 プレキャスト部材のせん断伝達機構の研究	
6.3.1 はじめに	183
6.3.2 実験概要	183
6.3.3 試験結果および考察	185
6.3.4 せん断耐力式の算定	192
6.3.5 まとめ	194
6.4 むすび	195
参考文献	196
第7章 実構造物への適用	
7.1 まえがき	197
7.2 施工方法の検討	
7.2.1 概 要	197
7.2.2 各種架設工法	199
7.2.3 問題点の整理と考察	202

7.3 押出し工法による架設の詳細	
7.3.1 施工条件	206
7.3.2 全体施工計画と施工順序	206
7.3.3 部材の製作と運搬	206
7.3.4 手延べ桁の据付け	209
7.3.5 組立てヤードと部材の組立て	210
7.3.6 押出し装置と押出し作業	211
7.3.7 標準施工サイクル	212
7.4 実構造物への適用に関する考察	
7.4.1 施工性、工期に関する考察	212
7.4.2 経済性に関する考察	215
7.5 むすび	219
第8章 結 論	220
謝 辞	225



## 第1章 概 説

### 1.1 本研究の目的

土木分野におけるコンクリート構造は、プレストレストコンクリート（以下P C）の発明によって飛躍的な発展を遂げてきた。P Cは、鉄筋コンクリート（以下R C）の発明に比べてそれほど遅れてはいないが、1928年にフランスのE. Freyssinetによって初めて実用化<sup>1)</sup>された。わが国へは1941年頃に紹介され、1952年に初めてプレテンション方式の長生橋が建設されたことで、その実用化が始まった。続いて、1958年にはドイツから片持張出し架設工法（ディヴィダーク工法）<sup>2)</sup>が導入され、長スパンのP C橋の架設が可能となった。P C橋は、構造特性としてスパンの長大化が可能であること、騒音、振動特性に優れていることや維持管理が少なくすむこと、などから自然環境条件や社会環境条件によく適合し、桁橋は勿論のこと、アーチ橋、斜張橋など様々な形式の大規模なP C長大橋が数多く建設されている。

近年、特に都市部では構造物が輻そうし、建設工事を取り巻く環境はますます多様化し、複雑化が進んでいる。一方では、主要幹線道路が都市部を外れるにつれて、建設の対象地が山岳部や海上部へと移り、急峻な地汙り地、崖錐層、軟弱地盤、大水深や急潮流などといった厳しい自然環境に遭遇する機会が多くなってきている。加えて、わが国は地震国でもある。このような環境条件下で橋梁形式が採用される場合、高架高さの高い、長スパンの長大橋が出現する。また、都市部での高架橋などでは周辺の社会環境から、その形状や重さに厳しい制限をうける。このように、ますます高度な橋梁技術が要求されているなか、特にコンクリート橋の場合、その重さが致命的な欠点ともなる。今後のコンクリート橋、特にP C長大橋の発展にとって、軽量化、スパンの長大化、施工の省力化などは最重点の技術課題である。

最近になって、この欠点を克服するために箱桁構造にストラットを設置したり、外ケーブル方式や複合構造を採用するなど様々な研究や創意工夫がなされている。高強度コンクリートの利用もそのひとつである。P C橋でのコンクリートの高強度化は、部材の縮小化や軽量化につながり、スパンの長大化が期待できる。すなわち、橋体自重が軽減し、設計断面力の70～85%を占める橋梁上



部構造の断面力が減少するばかりでなく、橋脚や基礎工など下部構造への荷重が軽減することから、急峻な地形や軟弱地盤などの厳しい自然環境や地震力に対しても有利となり、スパンの長大化につながる。また、部材の縮小化や軽量化は、都市部での高架構造や桁高制限をうける場合のアプローチとの関連からも有利である。加えて、最近の建設労務事情の逼迫からプレキャストセグメント工法が注目されており、構造物のプレキャスト化やプレハブ化を考えると、プレキャストセグメントの製作、運搬、架設などの効率化にもつながる。しかし、高強度コンクリートは材料特性として、圧縮強度以外の強度や弾性係数などは圧縮強度ほどには大きくならない。また、応力-ひずみの関係やクリープ、乾燥収縮なども普通コンクリートのそれとはかなり異なる。一方、高強度コンクリートは製造や品質管理の点から、すぐに場所打ちコンクリートでPC橋の高強度化を目指すには問題も少なくない。

さらに、現行の技術基準類で高強度コンクリートの諸特性が明記されているのは、道路橋示方書では設計基準強度は $500\text{kgf/cm}^2$  ( $49.0\text{MPa}$ )<sup>3)</sup>、コンクリート標準示方書では設計基準強度は $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )<sup>4)</sup>までで、技術基準類の規定値からのしほりを受けている。

このように、高強度コンクリートはこれまでの設計や施工に関するPC橋の一般概念の延長線上ではなかなか有効利用しにくい面をもっている。

PC橋における高強度コンクリートの利用を国内の実績でみると、1973年から1984年にかけて10橋程度<sup>5)</sup>の施工実績があるのみである。高強度コンクリートの利用がPC橋の軽量化やスパンの長大化につながるものであるにもかかわらず、現在でもその利用実績が伸びていないのが現状である。このことは、これまでの高強度コンクリートの利用は、従来の構造あるいは構造形式の枠のなかでの普通コンクリートの代替的な使われ方であり、高強度コンクリートの材料特性をいかに活用するか、その適用方法に主眼をおいた構造の研究や創意工夫がなされていなかったためと理解される。

つぎに、構造物の施工という観点からみると、最近の若手労働者の不足、熟練技能工の高齢化など建設労務事情の逼迫や、建設作業での環境保全といった社会情勢から、施工の合理化、機械化や急速施工などの省力化策が社会的ニーズとなっている。その解決策のひとつとして、プレキャストセグメント工

法などの採用が検討されている。この工法はすでに1945年頃<sup>6)</sup>から採用されており特に新しいものではない。しかし、1960年代になってプレキャスト部材の接合目地にエポキシ樹脂系の接着剤<sup>6) 7)</sup>が利用され始めたことから、本工法の特長でもある機械化、急速化などの施工性が向上した。それ以降、本工法はヨーロッパやアメリカに広く普及している。わが国でも1966年頃に高速道路の高架橋に採用されて以降、これまでに25橋程度<sup>8)</sup>の施工実績がある。しかしながら、これらの施工実績のほとんどは、従来のT桁断面や箱桁断面などを橋軸直角方向に分割したプレキャスト部材を組み立てる方式によっており、プレキャストセグメント工法の特長を十分に発揮させるような構造形式あるいは部材形状や断面形状などの構造を考案した例は少ない。

以上のような実情を踏まえると、その構造的な解決策のひとつは、使用する材料の高強度化により構造性能と施工性を向上させることで、構造を軽量化し、スパンの長大化や施工の省力化が図れる構造あるいは構造形式を提案することである。

そこで本研究では、80~100MPa程度の圧縮強度の高強度コンクリートを用いて、プレキャスト化した上下の床版部材(スラブ部材)とトラス状のウェブ部材(トラス部材)を有機的に組み立てるプレキャストセグメント工法に最適の新しい構造、すなわち、高強度コンクリートを有効利用できるスラプトラス構造を提案<sup>9) 10) 11)</sup>する。提案にあたり、まず、既往の技術により従来の構造を軽量化、プレキャスト化するうえでの問題点を抽出し、これを踏まえて新しい構造を提案し、構造的に特徴づけをする。次に、高強度コンクリートに関する既往の研究ならびに実験的研究から、本研究で想定した圧縮強度が十分実用可能であること明らかにする。そして、スラプトラス構造の設計上の有効性を実構造物で従来の構造と比較設計することにより明らかにする。また、構造上の妥当性を全体構造および部材接合部の大型模型を用いた載荷試験により実験検証する。さらに、本構造の実構造物への適用を施工性、経済性などの点から具体的に検討する。

以上の研究結果を総合的に判断して、提案のスラプトラス構造がPC長大橋を軽量化し、スパンの長大化や施工の省力化に対して合理的で、かつ実用的構造であることを実証することが本研究の目的である。



## 1.2 本研究の具体的内容

本論文での各章の具体的内容を以下に述べる。

第1章では、本研究を概説し、研究目的と論文の構成を示す。

第2章では、既往の技術の中から、材料として高強度コンクリートの技術、構造として比較的新しい概念に基づいた構造あるいは構造形式、および架設工法としてプレキャストセグメント工法をとりあげ、その技術的課題について整理する。そして、これらの既往の技術により従来の構造を軽量化し、プレキャスト化するうえでの問題点を抽出し、これを踏まえて新しい構造を考案する。すなわち、高強度コンクリートを有効利用できるスラブトラス構造を提案し、構造的に特徴づけをする。

第3章では、高強度コンクリートの化学的特性、物理的特性、力学的特性などにに関する既往の研究をとりまとめて、本研究で想定している圧縮強度が現在のコンクリート技術のレベルで、十分実用化できる強度であることを明らかにする。また、高強度プレストレストコンクリートの若材令での強度増加、弾性係数やクリープ、乾燥収縮などに関する実験的研究から力学的特性について考察する。そして、これらの研究成果を現行の技術基準類との関係から、高強度コンクリートを用いたPC橋の実用的な設計用値にまで整理する。

第4章では、実構造物でスラブトラス構造と従来の構造を比較設計して、スラブトラス構造の有効性を明らかにする。対象とする実構造物は3径間連続橋形式とし、中央支間を3タイプ(50m、75m、100m)に変化させ、その断面力、プレストレス、使用コンクリート量、PC鋼材量などを比較検討する。

第5章、第6章は、主として大型模型による載荷試験の結果とその考察である。第5章では、全体模型の載荷試験によりスラブトラス構造の耐力やプレキャスト部材の摩擦接合部のせん断伝達機構などの力学的特性を把握する。あわせて、供試体の製作を通してプレキャスト部材の製作および組立てなどの施工性について調査する。第6章では、前章の試験結果を踏まえて、より大きな耐力が期待できる摩擦接合と直接せん断接合との二重の接合構造を提案し、載荷試験によりそのせん断伝達機構を調査研究し、接合部の補強法や設計法について検討する。

第7章では、スラブトラス構造の実構造物への適用を施工性、工期、工費な

どの点から具体的に検討する。

第8章では、本研究の結論を要約して述べる。すなわち、第3章から第7章までのスラブトラス構造の合理性、実用化に関する一連の研究から得られた成果を、その材料特性、構造特性、実構造物での有効性、全体模型試験とプレキャスト部材の接合構造の検討、および実構造物への適用性の点から要約して述べる。そして、最後に従来の構造での技術的課題を踏まえ、本構造の今後の発展性について述べる。

## 1.3 論文の構成

本論文は前節で述べた目的に沿って、次の6つの部分より構成されている。

①構造特性と施工性の点から従来の構造での技術的課題を整理する。そして、既往の技術により従来の構造を軽量化するうえでの問題を踏まえて、新しくスラブトラス構造を提案し、本研究の意義づけをする。

②高強度コンクリートに関する既往の研究と力学的特性に関する実験的研究の成果から、本研究での想定圧縮強度が現在のコンクリート技術レベルで、十分実用化できる強度であることを明らかにする。そして、現行の技術基準類との関係から実用的な設計用値について考察する。

③設計上からスラブトラス構造の有効性を従来の構造と実構造物で比較設計することで明らかにする。

④スラブトラス構造の構造上の妥当性を全体模型の載荷試験とプレキャスト部材の接合部の耐力試験により検証する。そして、より耐力のある接合構造を提案し、合理的な補強法や設計法について検討する。あわせて、供試体の製作を通して本構造の施工性について調査する。

⑤スラブトラス構造の施工性、経済性などの実構造物への適用性を具体的に検討する。

⑥以上のスラブトラス構造の合理性、実用化に関する一連の研究から得られた成果を要約し、本構造の今後の発展性について述べ、本論文の結論とする。



## 参考文献

- 1) 岡田 清・藤井 学・小林和夫：プレストレストコンクリート構造学，国民科学社，pp.1～13，昭和54年5月
- 2) 今井 勤・佐藤浩一・五十嵐恒夫・則武邦具：PC長大橋の設計と施工，理工図書，pp.1～20，昭和45年2月
- 3) 道路橋示方書(Ⅲ コンクリート橋編)，(社)日本道路協会，pp.100～106，昭和53年1月
- 4) コンクリート標準示方書〔設計編〕，(社)土木学会，pp.15～28，昭和61年10月
- 5) 池田尚治・河野広隆・手塚正道：高強度化はPC構造物をどう変えるか，セメント・コンクリート，No.546，pp.104～110，Aug.，1992
- 6) W.ボドルニー・J.M.ミューラー(九州橋梁・構造工学会誌)：ブロック工法によるPC橋の設計と施工，(財)九州大学出版会，pp.325～331，Aug.，1992
- 7) Muller, J. : Ten years of experience in precast segmental construction, PCI JOURNAL, pp.28～61, Jan.～Feb., 1975
- 8) PB研究会(則久芳行ほか)：プレキャストブロック工法の新しい展開，プレストレストコンクリート，Vol.32, No.2, pp.32～35, Mar., 1991
- 9) 島 弘・福田英二・則武邦具ほか：PC橋における高強度コンクリートを有効利用する新構造形式，第44回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集，V-33, pp.640～641，平成4年5月
- 10) 則武邦具・島 弘・河野 清：高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案，土木学会論文集，No.490/V-23, May, 1994(掲載予定)
- 11) Noritake, K.・Shima, H.・Kumagai, S.・Sasaki, K. : A Study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss Members, Using High-Strength Concrete, FIP Symposium'93, Kyoto, Japan, pp.319～326, Oct., 1993

## 第2章 従来の構造を軽量化するうえでの問題点と新しい構造の提案

### 2.1 まえがき

PC技術が橋梁に応用され、1958年のディヴィダーク工法の導入によってわが国最初のPC長大橋嵐山橋<sup>1)</sup>(中央支間51m)が施工されて以来、PC橋のスパンの適用範囲は飛躍的に増大した。PC橋は、コンクリート構造としての材料特性やスパンを長大化できる構造特性などから、環境条件によく適合し、現在広く普及するに至っている。それは、PCの設計理論の進歩と電子計算機の発達により高次の不静定構造の解析や設計が可能となり、一方ではPCの施工技術の向上と建設機械の開発によって、片持張出し工法、プレキャストセグメント工法、大型移動支保工法、押出し工法など各種の架設工法が誕生し、PC橋の施工が可能になったからである。

本章では、高強度コンクリートの応用、PC橋の構造と構造形式およびプレキャストセグメント工法に関して、これまでの一般的概念とあわせて最近の傾向について概説し、その技術的課題を整理する。そして、高強度コンクリートを利用して従来の構造を軽量化し、スパンの長大化やプレキャスト化による施工の省力化を図るうえでの問題点を抽出し、その解決策として新しい構造のスラトラス構造を提案し、本構造の特徴づけをする。

橋梁の支間は、架橋地点での自然環境や社会環境など各種の条件により決定される。従来の一般的概念として、表-2.1.1に示すように、各種条件から適用可能な構造形式、架設工法の適否が判断される<sup>2)</sup>。また、図-2.1.1に示すように、構造形式および架設工法から適用支間の範囲がほぼ定まる。また、桁高なども標準的な目安がスパンとの比で定まる<sup>2) 3)</sup>。図-2.1.3、図-2.1.4には構造形式別のPC橋の自重の指標として、スパンと橋面積当りの使用コンクリート量(平均部材厚  $m^3/m^2$ )を実績から示す。

PC橋は、コンクリートが主材料の構造物であり、鋼橋に比べ自重が重く、上部構造の死荷重断面力の比率が大きい(図-2.1.2 参照)ため、適用支間の範囲が狭く、下部構造への荷重負担が大きくなる傾向にある。このため依然としてある種の限界が存在している。これらを克服し適用範囲を広げるためには自重の軽減を図らなければならない。加えて、最近架橋地点を取り巻く環境の多



◎ 適している  
○ 普通  
△ 余り適していない  
× 適していない

表-2.1.1.1 架設工法および構造形式選定一覧表

架 設 工 法	プレキャスト桁架設		固定	移動	押出し工法	張 出 し 工 法			その他の 工 法
	カ-ダ-架設	クル-ン架設				連続桁橋	トラス橋	アーチ橋	
構造形式	断面形状		単純桁橋	単純桁橋	単純桁橋	単純桁橋	連続桁橋	箱桁	吊床版橋
	架設地点		河川部	平野部	山岳部	河川部	平野部	山岳部	吊床版橋
	架設地点		河川部	平野部	山岳部	河川部	平野部	山岳部	吊床版橋
選定条件	地形条件		河川部	平野部	山岳部	河川部	平野部	山岳部	吊床版橋
	架設地点		河川部	平野部	山岳部	河川部	平野部	山岳部	吊床版橋
	架設地点		河川部	平野部	山岳部	河川部	平野部	山岳部	吊床版橋
構造条件	支間		50m以内	50m~100m	100m以上	50m以内	50m~100m	100m以上	吊床版橋
	支間		50m以内	50m~100m	100m以上	50m以内	50m~100m	100m以上	吊床版橋
	支間		50m以内	50m~100m	100m以上	50m以内	50m~100m	100m以上	吊床版橋
施工条件	平面曲線への適用性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	平面曲線への適用性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	平面曲線への適用性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
環境条件	多径間化に対する有利性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	多径間化に対する有利性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	多径間化に対する有利性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
架設工法	桁下空間の確保		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	桁下空間の確保		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	桁下空間の確保		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
架設工法	急 速 施 工		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	急 速 施 工		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	急 速 施 工		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
架設工法	天候に対する有利性		△	△	△	△	△	△	吊床版橋
	天候に対する有利性		△	△	△	△	△	△	吊床版橋
	天候に対する有利性		△	△	△	△	△	△	吊床版橋
架設工法	景観に対する有利性		△	△	△	△	△	△	吊床版橋
	景観に対する有利性		△	△	△	△	△	△	吊床版橋
	景観に対する有利性		△	△	△	△	△	△	吊床版橋
架設工法	周辺環境に対する有利性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	周辺環境に対する有利性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋
	周辺環境に対する有利性		○	○	○	○	○	○	吊床版橋

架設工法	構造形式	適用支間 (m)							桁高、支間の比率						
		10	50	100	150	200	300	400	等	桁高	支間	上	支間	上	
プレキャスト 桁架設	単純桁橋	I 桁								1/18~1/22					
		T 桁								1/16~1/21					
	連続桁橋	ホロー桁								1/25~1/29					
		T 桁								1/14~1/18					
	単純桁橋	T 桁								1/16~1/21					
		合成I桁								1/14~1/28					
固定支保工 工 法	連続桁橋	T 桁								1/14~1/28					
		ホロー桁								1/17~1/30					
	単純桁橋	T 桁								1/16~1/21					
		箱 桁								1/16~1/23					
	連続桁橋	ホロー桁								1/20~1/25					
		T 桁								1/14~1/18					
	箱 桁	ホロー桁								1/17~1/23					
		T 桁								1/20~1/25					
	移動支保工 工 法	連続桁橋	箱 桁							1/17~1/23					
			ホロー桁								1/15~1/17				
押出し工法	連続桁橋	箱 桁							1/17~1/20	1/15~1/20	1/30~1/40				
		ホロー桁							1/17~1/20	1/17~1/20	1/30~1/40				
張出し工法	単純桁橋	箱 桁													
		版 桁													
	有リテラゲ橋	箱 桁													
		トラス橋													
	アーチ橋	その他								1/6~1/15					
懸垂工法	斜張橋	吊床版橋													
		吊床版橋								1/25~1/20					

様化、複雑化、技術の高度化に伴って、ますますP C 橋の軽量化やスパンの長大化、施工の省力化が要請されている。

図-2.1.2から明らかなように、自重の軽減はスパンの長大化につながり、支間が長大化すればするほどその効果が大きいことがわかる。ちなみに、P C 橋の適用支間別の実績頻度を図-2.1.5に示す。

具体的にここで取りあげる既往の技術は、スパンの長大化に対応できる箱桁橋、トラス橋、斜張橋、アーチ橋、その他特色のある構造などである。なかでも比較的新しい概念に基づく構造あるいは構造形式での重量や断面構成、プレストレッシングといった構造特性と工期、省力化、品質保証などの施工性に関して、技術的課題を整理する。

なお、軽量骨材コンクリートやその他のコンクリート、高分子系の新素材の使用、また、橋梁として当然具備していなければならない走行性、耐久性、保守点検、景観性、耐震性などについては、本論文が高強度コンクリートの利用によるP C 橋の軽量化や施工の省力化を考察するものであるから、本研究の対象外とする。

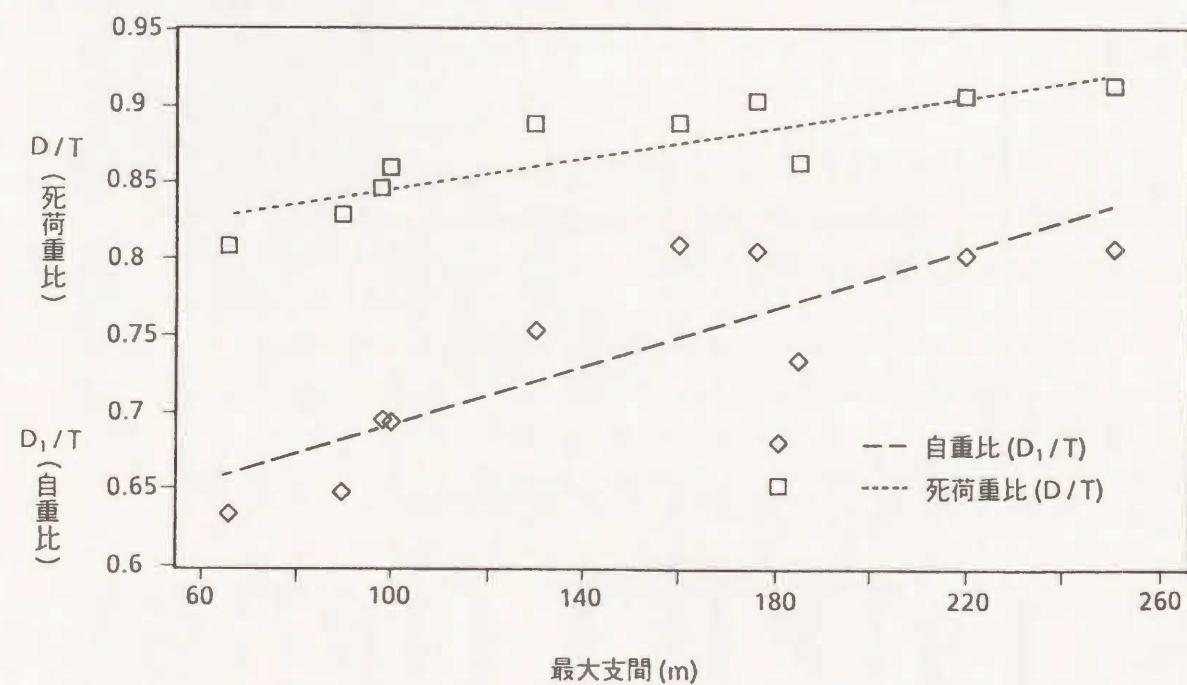


図-2.1.2 死荷重曲げモーメント／設計曲げモーメント

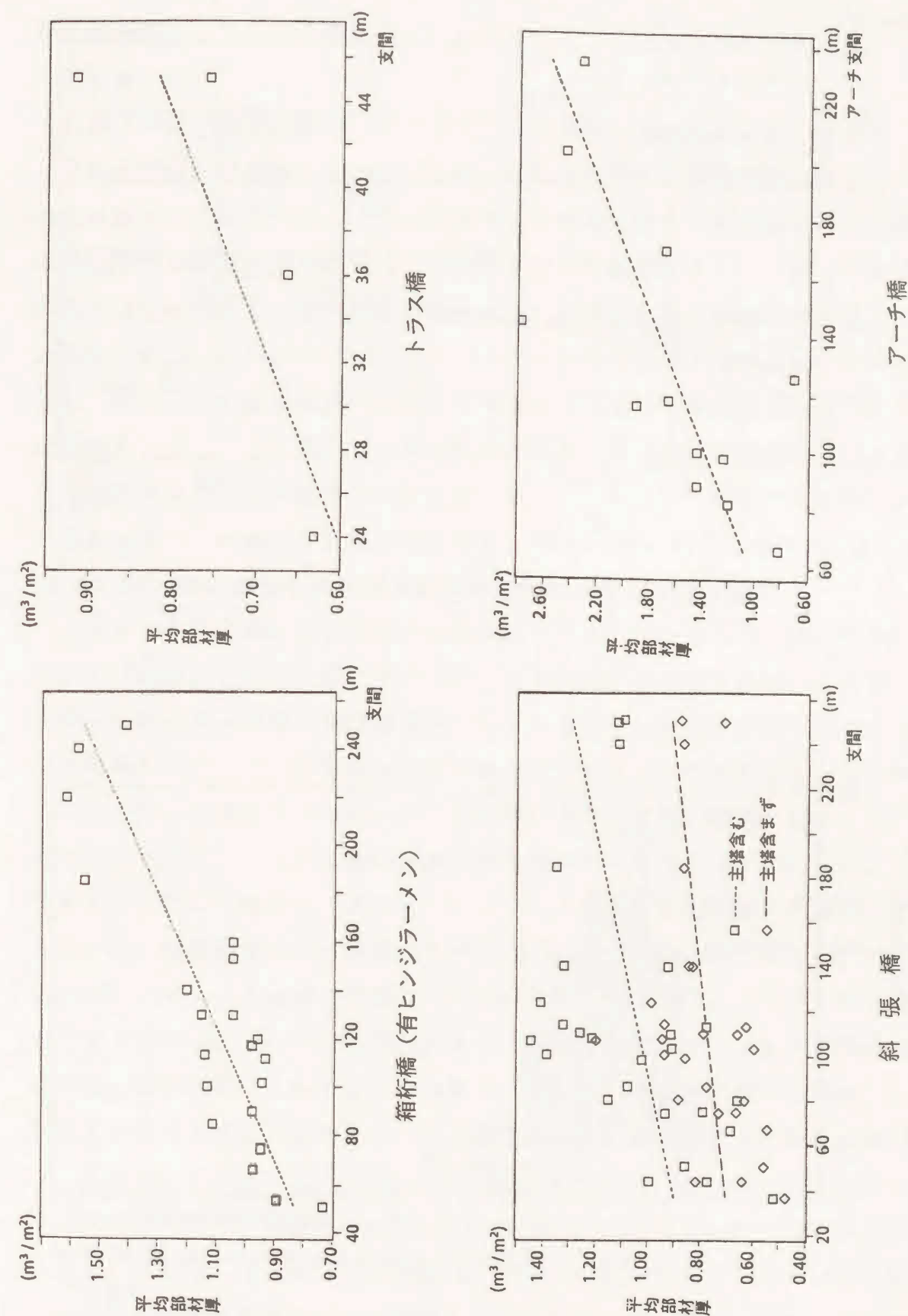


図-2.1.3 スパンと構造形式別平均部材厚



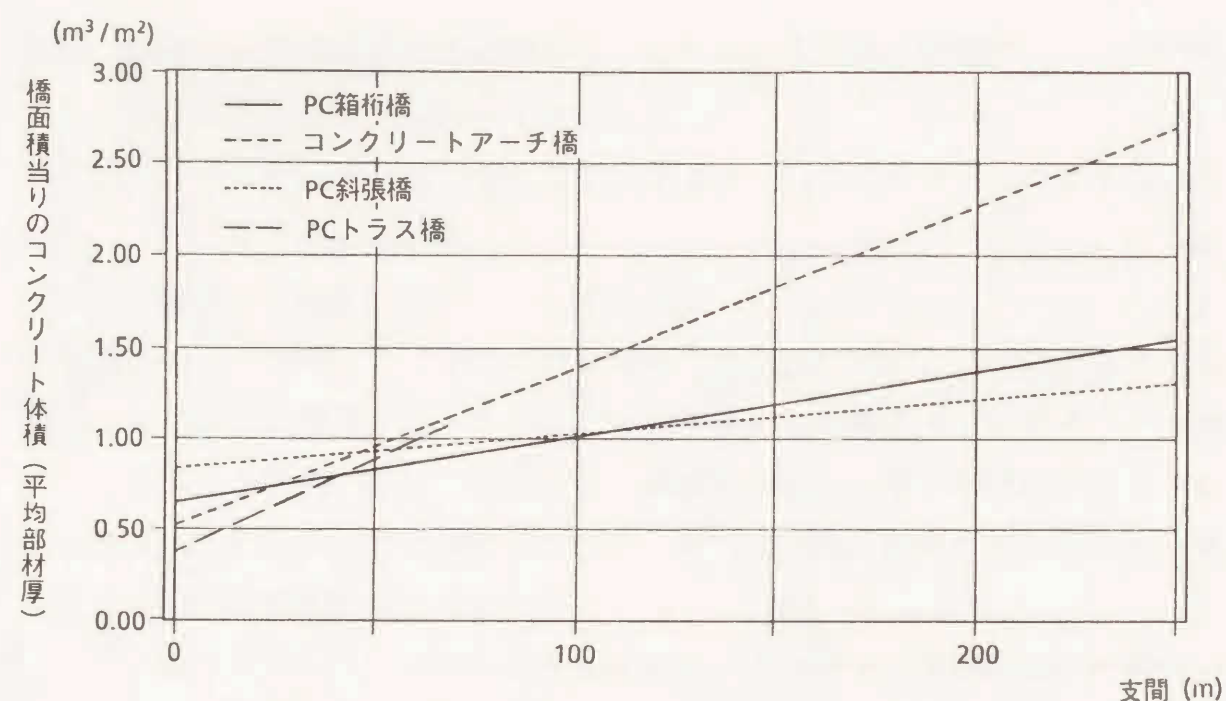


図-2.1.4 スパンと各構造形式別平均部材厚

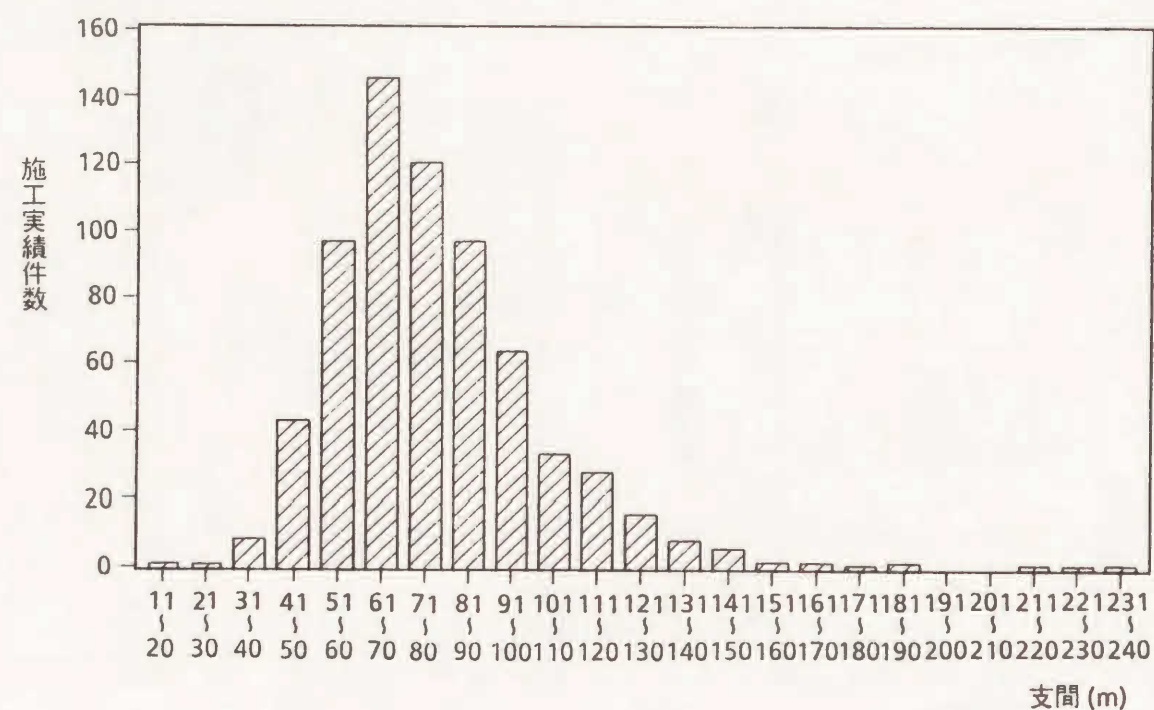


図-2.1.5 桁橋の施工実績

## 2.2 高強度コンクリートの応用とその課題

### 2.2.1 概要

一般に材料の高強度化は、それを用いる構造物の軽量化や大型化につながる。P C 橋の場合、高強度コンクリートによる高強度化は、構造部材の縮小化や軽量化をはかることができ、スパンの長大化が期待できる。わが国での P C 橋への高強度コンクリートの応用は、1970年旧国鉄の技術陣によって、P C 鉄道橋の長大化を目的として研究が始められた。1973年に、第二綾羅木川橋梁<sup>4)</sup>で設計基準強度 $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )のコンクリートを用いた I 桁橋が施工された。また、同じ頃に岩鼻架道橋<sup>5)</sup>、大田名部橋梁<sup>6)</sup>で設計基準強度 $800\text{kgf/cm}^2$  ( $78.5\text{MPa}$ )のコンクリートを用いたトラス鉄道橋が施工された。1975年には、やはりトラス鉄道橋の安家川橋梁<sup>7)</sup>、わが国初のオートクレープ養生で行った T 桁橋の茂市川橋<sup>8)</sup>、が施工された。道路橋として 1979年に初めて設計基準強度 $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )のコンクリートを用いた岐関大橋<sup>9)</sup>が完成した。

このように P C 橋の分野における高強度コンクリートの利用は決して新しいものではない。しかし、高強度コンクリートは、その材料特性として圧縮強度以外の強度や弾性係数は圧縮強度ほどには大きくならない。また、応力-ひずみの関係やクリープ、乾燥収縮なども普通コンクリートのそれとはかなり異なる。さらに、高強度コンクリートには製造時や品質管理に問題があり、すぐ場所打ちコンクリートで P C 橋の高強度化を目指すには問題も少なくない。

さらに、現行の指針で、高強度コンクリートに関する基準値が明記されているものは、昭和53年の P C 標準示方書(土木学会)では設計基準強度  $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )、また、道路橋示方書では $500\text{kgf/cm}^2$ <sup>10)</sup> ( $49.0\text{MPa}$ )、コンクリート標準示方書では $600\text{kgf/cm}^2$ <sup>11)</sup> ( $58.8\text{MPa}$ ) までである。高強度コンクリート関係の指針では、昭和55年の土木学会の高強度コンクリート設計施工指針(案)<sup>12)</sup>、昭和58年セメント協会の高強度コンクリートを用いた構造物の設計施工要領(案)<sup>13)</sup>、海外のものでは、ACIの State-of-the-Art Report on High Strength Concrete(1984年)<sup>14)</sup>、CEB-FIP MODEL CODE 1990<sup>15)</sup> などがあるが、いずれも圧縮強度としては $600$  ( $58.8\text{MPa}$ ) $\sim 800\text{kgf/cm}^2$  ( $78.5\text{MPa}$ )程度を対象としている。勿論、それ以降の研究の成果として $1000\text{kgf/cm}^2$  ( $98.1\text{MPa}$ ) 以上の超高強度のコンクリートが製造可能になっている。しかし、これまでの高強度コンクリートの応用



は従来の設計や施工に関する一般的概念に基づいており、しかも現行の技術基準の規定値にしばられているため、高強度コンクリートの特性を十分活かしきれていないのが現状である。このことはP C橋への高強度コンクリートの利用が、すでに20年近く前に始められているにもかかわらず、10橋程度の実績<sup>16)</sup><sup>17)</sup>しかなく、その応用が意外に広がっていないことから理解できる。

そこで、高強度コンクリートの材料特性については、次章で述べることとして、ここでは高強度コンクリートを用いてP C橋を高強度化する上での課題と高強度コンクリートを利用したいいくつかの施工事例について述べる。

## 2.2.2 高強度化の課題と事例

### (1) 高強度コンクリートの特性

これまでの高強度コンクリートを応用した構造は、普通コンクリートの高強度化の延長線上で考えられている。しかし、高強度コンクリートには次のような高強度コンクリート特有の性質がある。

①高強度コンクリートの弾性係数は、強度に正比例して大きくならない。土木学会コンクリート標準示方書では設計基準強度の $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )以上に対して $3.5 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ <sup>11)</sup> ( $34.3 \times 10^3\text{MPa}$ )、また、高強度コンクリート設計施工指針(案)<sup>12)</sup>では $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )以上 $800\text{kgf/cm}^2$  ( $78.4\text{MPa}$ )までの強度に対しては $4.5 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$  ( $44.1 \times 10^3\text{MPa}$ )の一定値としている。

このことは高強度化によって、部材を縮小しても同等の耐力を保証することはできるが、その剛性(EI)が大きくなりたいため変形や振動の点からP C橋では問題となる。

②高強度コンクリートの応力-ひずみの関係は、図-2.2.1<sup>17)</sup>に示すように、普通コンクリートのそれとはかなり異なる。すなわち、応力とひずみが比例関係にある部分は大きいですが、最大応力を超えると応力の低下の割合が大きく、じん性(ねばり強さ)が小さいことを示している。このような特性を実際のP C橋の設計で、許容応力度の設定や終局耐力の算定にどのように反映させるか、また、圧縮以外の引張、曲げ、せん断、付着などの強度が圧縮強度ほどには伸びないことに対して構造設計上どう対処するのか、などの課題が残る。

③高強度コンクリートの乾燥収縮やクリープは高強度化につれて小さくなる

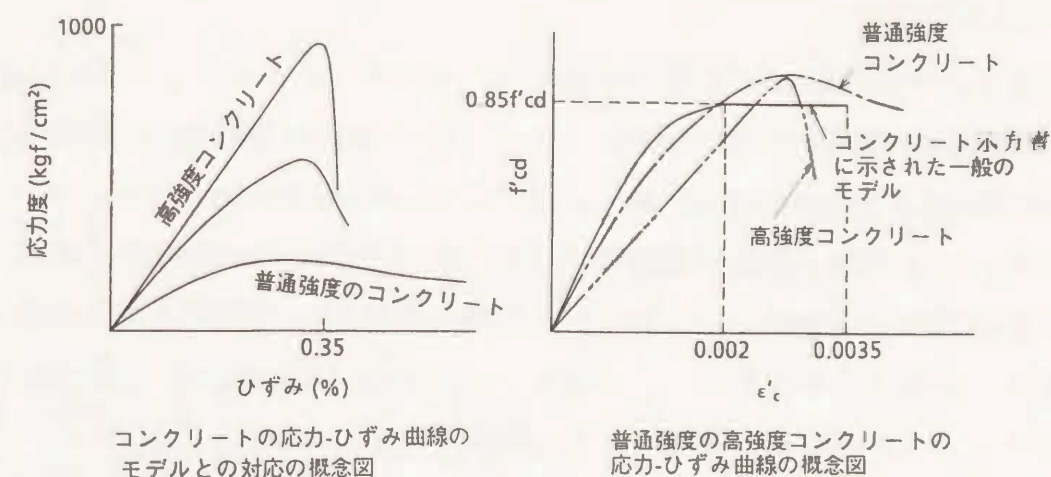


図-2.2.1 普通強度と高強度コンクリートの応力-ひずみの関係

傾向にあることが実験などからも示されている。また、養生方法によっても値が異なる。現行の技術基準では載荷材令の影響は考慮した値が与えられているが、強度や弾性係数の経時変化の影響については考えられていない。これらの値の設定は断面の縮小度合いやプレストレスの効率、桁の変形などに少なからず影響する。

④現行の技術基準の構造細目の項では、部材の形状やその最小寸法、および鋼材のかぶりや鋼材のあきなどが規定されている。このことは高強度化で部材厚を縮小して断面の効率化を図るうえで自由度が制限される。

⑤高強度コンクリートの製造や施工の現状では、普通コンクリートと比べ、製造時の品質のバラツキや運搬時のスランプロスが大きいいため、品質管理が重要である。また、高強度化によって部材断面の縮小は使用鋼材量の増加を意味するので、高粘性である高強度コンクリートは打設や締固めに労力を要することとなる。

高強度化によってP C橋の構造性能を向上させるためには、以上のような高強度コンクリートの特性を十分考慮し、それを活用できるような構造でなければならない。

### (2) 高強度コンクリートを用いたP C橋の事例

わが国で高強度コンクリートを用いて施工されたP C橋を表-2.2.1<sup>16)</sup><sup>17)</sup>に示す。1973年から1984年にかけて10橋の施工事例がある。その内訳は道路橋が一橋と鉄道橋が9橋である。断面形状としてI桁、T桁が7橋、トラス橋が3



橋である。トラス橋は全て鉄道橋である。高強度コンクリートの利用により桁高や部材断面の縮小および軽量化を図っている。コンクリート設計基準強度は $550\text{kgf/cm}^2$  ( $53.9\text{MPa}$ ) $\sim 800\text{kgf/cm}^2$  ( $78.5\text{MPa}$ )である。

以下、いくつかの事例で高強度コンクリートを用いた効果を述べる。

# 1) T桁橋への応用例 表-2.2.1 高強度コンクリートを利用したPC橋の事例

## ①第二綾羅木川橋梁<sup>4)</sup>

本橋は、わが国最初の高強度コンクリートを用いたPCの鉄道橋(荷重NP-19)である。山陽新幹線下関駅付近綾羅木川を渡るスパン49m、I形断面をした4主桁(単線用)と8主桁(複線用)を並列した単純橋である(図-2.2.2)。河川の障害率の関係から河川内に橋脚を設けることができないため、スパンが長大化し、設計基準強度 $400\text{kgf/cm}^2$  ( $39.2\text{MPa}$ )の桁では1本当たりの重量が約170tとなる。そこで架設機械の能力から $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )の高強度コンクリートを使用することで、桁重量を150t以下におさえた。桁高は、荷重耐力からではスパン比で1/20程度まで可能となるが、たわみ制限から1/18となっている。桁の製作は現場付近に製作ヤードを設け、コンクリートは約1km離れたレーダーミクストコンクリート工場で製造された。5～20分と運搬時間が短いため、スランプロスも5～6cmで特に問題とならなかった。養生マットによる湿潤養生で、桁全体をシートで覆うことでシート内の温度は10～15℃に維持された。

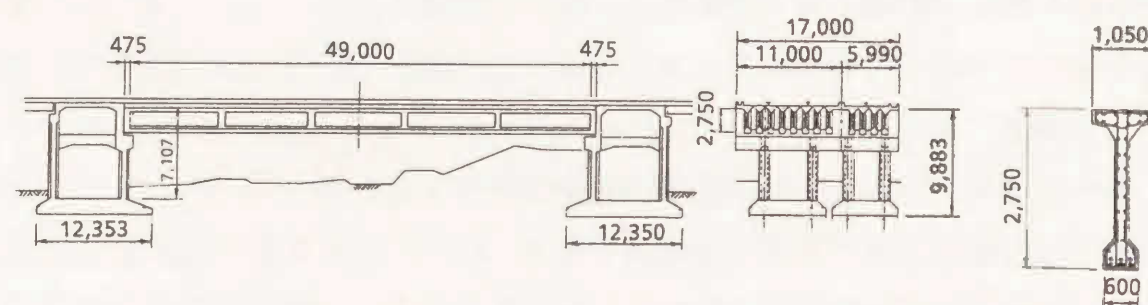
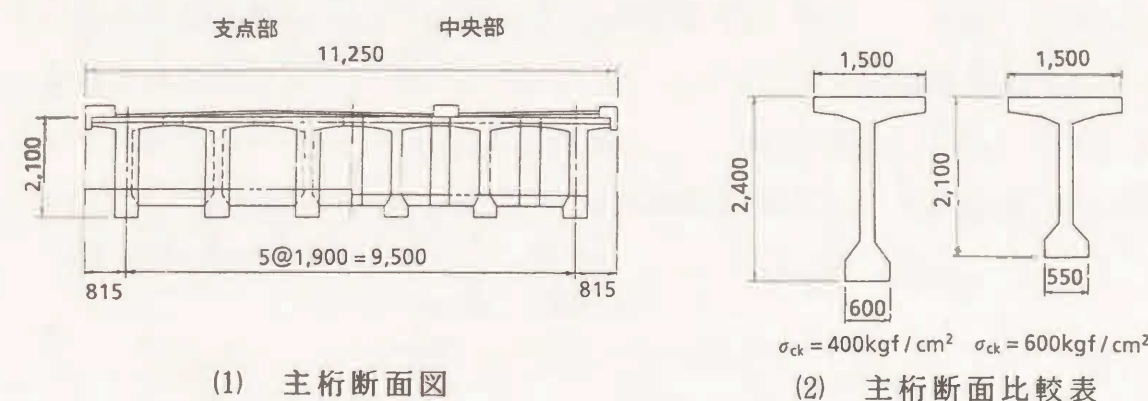


図-2.2.2 綾羅木川橋梁

## ②岐関大橋<sup>8)</sup>

本橋は、わが国最初の高強度コンクリートを用いたPC道路橋(荷重TL-20)である。岐阜県長良川を渡る一等橋で、スパン48m、7径間のT形断面の単純橋である。図-2.2.3に示すように、設計基準強度 $400\text{kgf/cm}^2$  ( $39.2\text{MPa}$ )のコンクリートでは桁高は2.4mであるのに対して、 $600\text{kgf/cm}^2$  ( $58.8\text{MPa}$ )では桁高は、2.1mに縮小し、主桁重量は110tで約20%減少した。



(1) 主桁断面図

(2) 主桁断面比較表

図-2.2.3 岐関大橋

## ③その他特色ある2橋<sup>9)</sup>

第二武蔵野線線路橋は、東北新幹線と通勤新線が武蔵野線と立体交差するため、桁高が制限されたことから桁高を縮小するために高強度コンクリートが利用された。スパンは25～26m位の小規模な橋梁である。連続T桁合成の連続橋であるため、桁高はスパン比で1/27と極端に縮小でき、従来タイプの橋の桁高を30%程度も減じている。しかし、総重量の点では、桁本数が通常より多く全体構造として軽量化につなげていない。

茂市川橋は、岩手県久慈線の普代付近に架橋されたスパン15.8mの単純T桁橋である。規模は小さいがわが国で初めてのオートクレープ養生の高強度コンクリート $800\text{kgf/cm}^2$  ( $78.4\text{MPa}$ )が用いられ、桁高の1/17.5は、標準の1/15に比べて15%程度を減じた。プレストレス導入時の圧縮応力度を大きく許容できる利点はあるが、短スパンであるため軽量化の効果はそれほど大きくない。

## 2) トラス橋への応用

### ①岩鼻架道橋<sup>5)</sup>

本橋は、山陽新幹線広島車両基地の入出庫線が一般道と立体交差する地点に架設された。桁下空間に余裕がとれないため下路タイプのPC鉄道橋(荷重NP-



19) である。スパン45mの単純下路ワーレントラス橋で、わが国初めての本格的なPCトラスの鉄道橋である(図-2.2.4)。トラス主構高さは8.25mで建築限界から決まっている。トラス部材を縮小し、軽量化するために設計基準強度は $800\text{kgf/cm}^2$ (78.4MPa)と $600\text{kgf/cm}^2$ (58.8MPa)の高強度コンクリートが用いられた。トラス構造は上弦材、下弦材、斜材、および格点部の4種類の部材と横梁および床版部材に分割され、全てプレキャスト化されている。部材の接合は樹脂目地とコンクリート目地(設計基準強度 58.8MPa)で、それぞれRCおよびPCの二つの構造が採用されている。プレキャスト部材は全て工場製品である。架設は全面支保工上で施工されたが、構成部材が多く、その接合や仮受けなどに施工上の難点が多く、工期、工費がかさむ結果となっている。

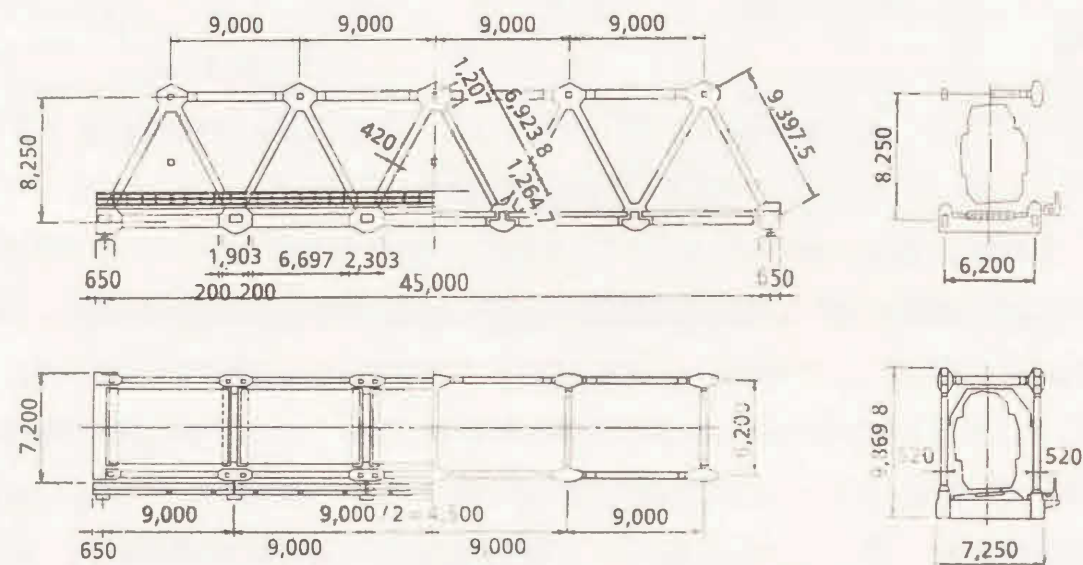


図-2.2.4 岩鼻架道橋

## ②安家川橋梁<sup>7)</sup>

本橋は、久慈線が岩手県安家川を渡るところのPC鉄道橋(荷重KS-16)である。橋長は305m、スパン45mが6連と27mが一連の単純上路ハウトラス橋である(図-2.2.5)。岩鼻架道橋と同様に、軽量化のために $800\text{kgf/cm}^2$ (78.4MPa)の高強度コンクリートが用いられ、上弦材、下弦材、垂直材、斜材はプレキャスト部材で工場にてオートクレープ養生で製作された。一スパンを3分割したプレキャスト部材は組立てヤードに平面的に仮置きし、トラス格点での接合部には $600\text{kgf/cm}^2$ (58.8MPa)のコンクリートを打設して剛結したのち、このパネルを鉛直に引き起こしトラス主構を組み立てる。この方法を用いることで、プレキャスト部材の製作も互換性を持たせながら別々に行うことができ、しかも現場でのプレキャスト部材の接合も容易に行われた(図-2.2.6)。このような独特のプレキャスト部材の組立て方法の採用することによって、トラス構造の現場施工が比較的容易に行えるようにはなっている。

スト部材の製作も互換性を持たせながら別々に行うことができ、しかも現場でのプレキャスト部材の接合も容易に行われた(図-2.2.6)。このような独特のプレキャスト部材の組立て方法の採用することによって、トラス構造の現場施工が比較的容易に行えるようにはなっている。

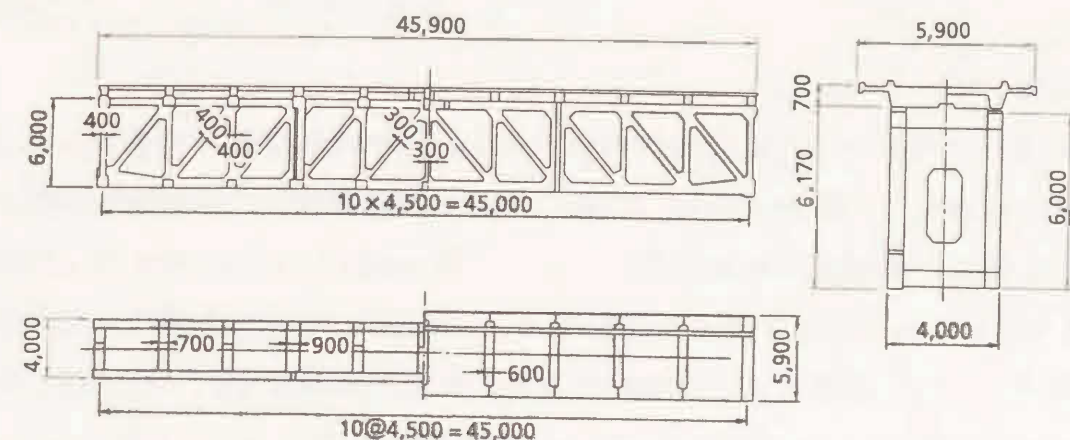


図-2.2.5 安家川橋梁

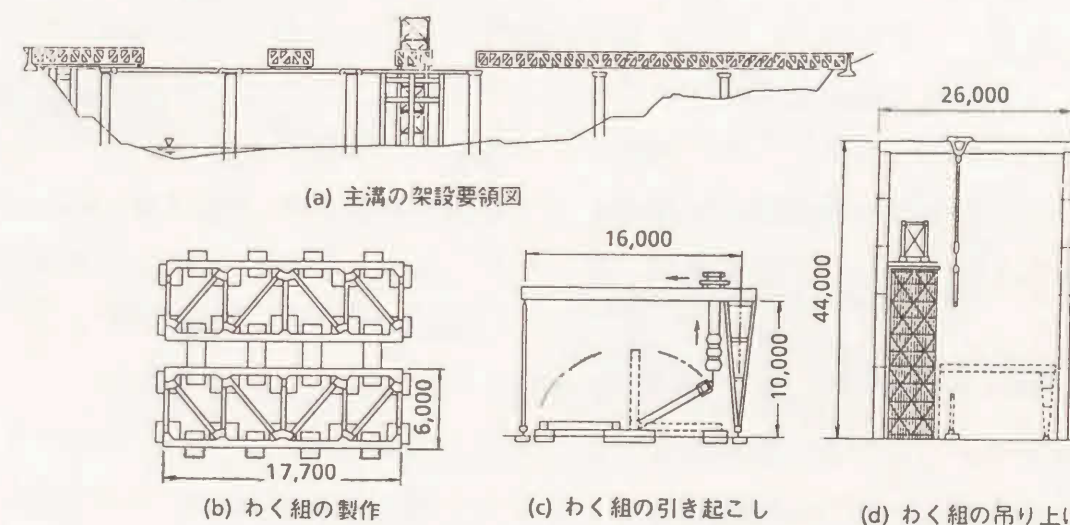


図-2.2.6 安家川トラス主構の架設方法

## 2.3 従来の構造を軽量化するうえでの問題点

### 2.3.1 従来の構造および構造形式

PC橋は構造形式で分類すると桁橋、トラス橋、斜張橋、アーチ橋、吊橋などがある。桁橋は支持条件で単純橋、連続橋、ゲルバー橋、桁と脚を剛結したラーメン橋などの構造に分けられる。また、主桁の断面構造はその形状からI桁、版桁、T桁、箱桁などがあり、その順にスパンの長大化が可能である(図



- 2.1.1)。

以下、最近の技術動向もみながら、既往の構造あるいは構造形式を重量や断面構成、プレストレスなどの構造特性と工期、省力化、品質保証などの施工性の点から整理する。

### (1) 桁橋

桁橋はPC橋の中でも最も一般的な形式で、種々の構造形式や構造が考えられ、その適用支間の範囲も広い。最近になって箱桁構造の自重を軽減するためにいろいろな工夫がなされている。ウェブ部材を軽量化するためにウェブを鋼板(図-2.3.1)あるいは波形鋼板(図-2.3.2)に置き換えて合成構造にしたものや通常ウェブ内に配置するPC鋼材を部材の外側に配置する、いわゆる、外ケーブル方式(図-2.3.3)によって、ウェブ厚さの縮小を図ったものがある。

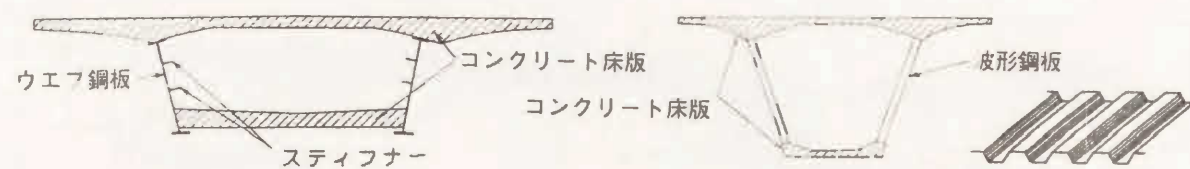


図-2.3.1 ウェブに鋼板を用いた例 図-2.3.2 ウェブに波型鋼板を用いた例

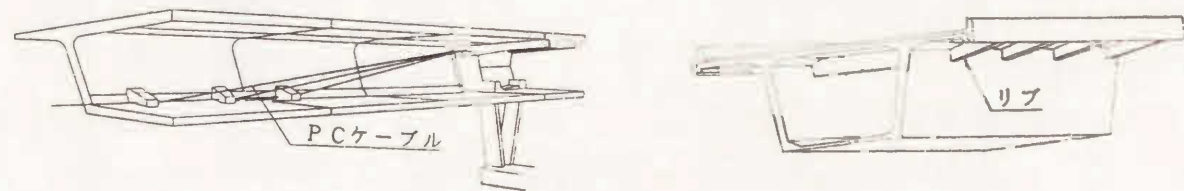


図-2.3.3 外ケーブルの概念図

図-2.3.4 リブ付床版図

また、箱桁のウェブの全幅を減少させるために多室箱桁断面のかわりに一室箱桁断面とし、そのかわり床版には補強リブ(図-2.3.4)や、箱桁断面の内部あるいは外部にストラット(図-2.3.5)を設置することで、床版厚が増加するのを防いでいる例もある。桁高の低減ということでは、前述の高強度コンクリートを利用したT桁の例や、部材圧縮側に引張をを起こさせるようなプレストレスを与える方法などで桁高を低減した例などがある。

桁橋の架設工法としてのプレキャストセグメント工法には、桁ごとの架設とブロックに分割して架設するものとがある。また、場所打ち工法では固定支保

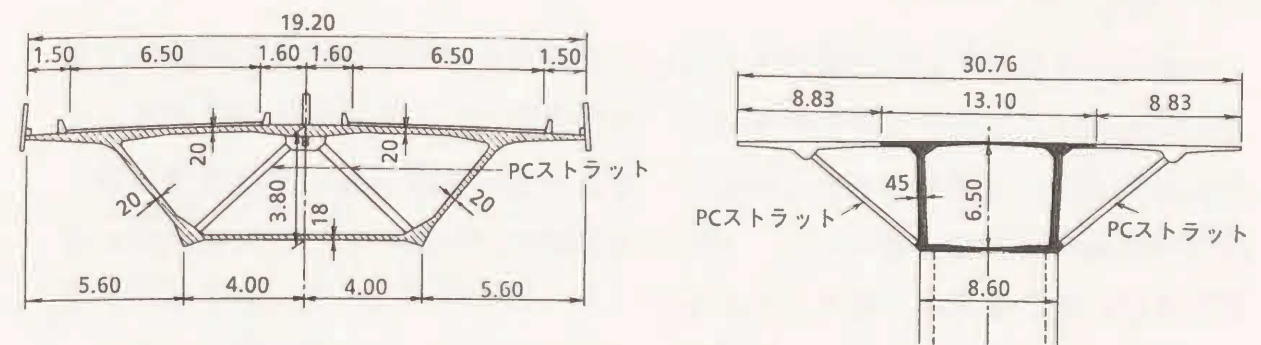


図-2.3.5 ストラット付箱桁図

工、移動支保工、押出し架設、張出し架設などがある。施工性の向上のために部材のプレキャスト化が進められている。箱桁部材を橋軸直角方向に分割し、特殊な大型の架設ガーダーを用いて一径間ごと(Span-by-span)架設して、外ケーブル方式で緊張する方法によって、3~4日間/40~50mと大幅な工期の短縮を図った例もある(図-2.4.5参照)。プレキャストセグメント工法では、現場作業の単純化および同一作業所内での繰り返し作業となることから集中管理方式を採用できる。また、施工の機械化によって省力化が図れる。品質保証の点では、部材をプレキャスト化することで品質管理が行き届き、変動の少ない製品ができる。特に高強度コンクリートの部材ではその優位性が発揮される。すなわち、天候などの現場作業条件に左右されることがなく作業することができ、製品管理が容易となるとともに、クリープ、乾燥収縮に対する現場でのたわみ管理も容易となる。

いずれの架設工法においても、一回の施工区間を長くすること、できるだけ多くの部材をプレキャスト化することで施工の急速化や省力化がはかれる。したがって、スパンの長大化への対応としては架設機械の開発、改良よりもむしろプレキャスト部材の自重の軽減を図ることが得策となる。

### (2) トラス橋

トラス橋は軸引張部材と軸圧縮部材のみを組合せて全体として曲げやせん断に抵抗する形式である。引張部材にはプレストレスを導入して圧縮部材にすることができる。断面の小さい部材を組み合わせることで、断面上のぜい肉が省け自重の軽減がはかれ、下部構造への負担も軽減しスパンの長大化が可能となる。部材を軽量化するために高強度コンクリートが利用される。



鉄筋コンクリート構造でトラスを構築する試みは、すでに1920年代後半頃から行われていたが、P Cトラス橋としては1959年のZaza川橋が初めてである。P Cトラス橋の施工実績を表-2.3.1<sup>1)</sup>に示すが、全体の施工実績は少なく、国内の実績として高強度コンクリートの利用研究の一環として鉄道橋に採用された3橋と他一橋の計4橋のみである。

表-2.3.1 P Cトラス橋実績表

橋名	国名	支間長 m	施工年	橋種	構造形式	架設工法
太田名部架道橋	岩手県	24.0	1972	鉄道橋	上路単純 ハウ	プレキャスト、支保工架設、床版(場所打ち)
岩鼻架道橋	広島県	45.0	1972	"	下路単純 ワーレン	"
安家川橋梁	岩手県	45.0	1974	"	上路単純 ハウ	"
横木沢橋梁	岩手県	36.0	1976	"	下路単純 ワーレン	片持ち張出し施工、下弦材、床版(場所打ち)
Zaza川橋	キューバ	91.5	1959	道路橋	上路 ゲルバーハウ	プレキャスト、上弦材(場所打ち)、クレーン
Mangfall橋	西ドイツ	108.0	1960	"	上下路連続ワーレン	二層構造、場所打ち張出し
Volga 橋	ソ連	166.0	1966	"	上路連続 ワーレン	プレキャスト、アーチトラス
Don 河橋	ソ連	86.0	1967	"	上路 ワーレン	プレキャスト、クレーン船
Rip 橋	オーストリア	183.0	1974	"	上路 ガルバーハウ	プレキャスト、アーチトラス、クレーン架設
バージェンカ河橋	ソ連	66.0	1975	"	下路単純 ワーレン	プレキャスト、仮支柱、クレーン
Bubiyan 橋	クウェート	53.8	1981	"	上路連続 ワーレン	プレキャスト、アウトケーブル
Arbois橋	フランス	40.4	1984	"	上路連続 ワーレン	鋼製斜材、アウトケーブル
Sylans, Glacières高架橋	フランス	60.6	1989	"	上路連続 ヒシガタ	プレキャスト、アウトケーブル

構造的に比較的小規模な直弦のトラスが多いが、Rip橋(図-2.3.13参照)のように下弦材がアーチ状になった曲弦トラスの例もある。P Cトラス橋は鋼トラスと比較すると、部材自重が重く、部材接合が難しい。したがって、構造上の部材数はできるだけ少なくし、部材の接合が一か所に集中するのを避けることで、部材の組立ての簡素化や急速化によって施工性を向上させる必要がある。また、部材数をふやし断面力を分散して部材を縮小化することは構造細目上から限界がある。したがって、実績からみても実用化できるP Cトラスの形式としては鉛直部材のないワーレントラスまたはダブルワーレンあるいはプラットかハウトラスが多い(図-2.3.6 参照)。また、P Cトラス橋の構造としては、床組がトラス弦

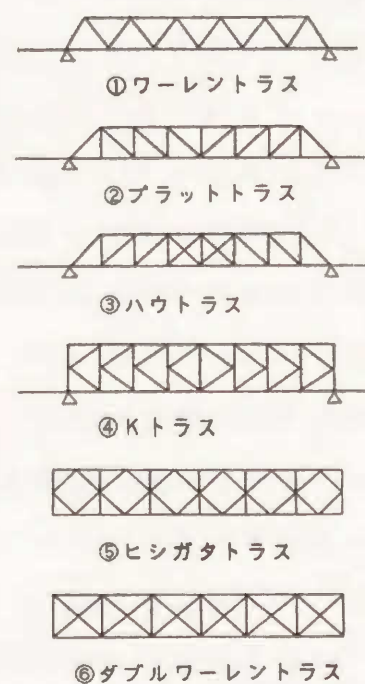
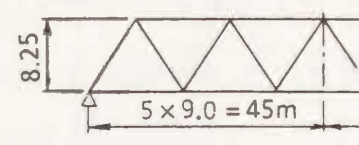
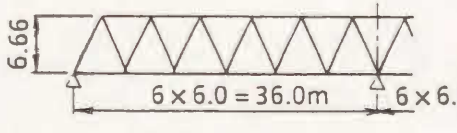
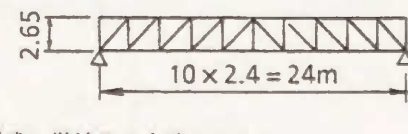
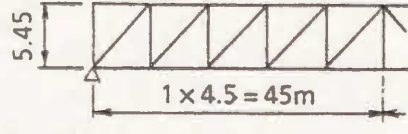


図-2.3.6 トラスの形式

材と横桁に一体化されていない非合成トラスである。国内で施工されたP Cトラス橋の構造、構造形式、コンクリート強度、材料数量を表-2.3.2に示す。

最近になって、箱桁のウェブに相当する部分をトラス状部材とした例がある。表-2.3.1に示すBubiyan, Arbois(図-2.3.7)<sup>19) 22)</sup>, Sylans, Glacières<sup>27) 28)</sup>の各橋梁がそれである。これらはトラス構造と分類するか、箱桁構造の軽量化策と分類するか判断しにくい、本研究では床組とトラス弦材と横桁が一体化した合成トラス構造として整理する。

表-2.3.2 国内のP Cトラス橋比較表

	構 造	使用コンクリート、材料数量
岩鼻架道橋	 形式: 単純P C下路ワーレントラス 支間: 45m (一連) 構造: 両端剛結 床版: 単純非合成プレキャストP C中空床版	コンクリート設計基準強度 主構: 800 kgf/cm <sup>2</sup> 格点: 800 kgf/cm <sup>2</sup> 床版: 600 kgf/cm <sup>2</sup>  コンクリート数量(m <sup>3</sup> ) 主構: プレキャスト材 150.5 場所打ち 25.3 床版: プレキャスト材 60.0  235.8 (0.71m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
横木沢橋梁	 形式: 連続P C下路ワーレントラス 支間: 36m + 36m (二連) 構造: 上構 ラーメン構造、下構 単純桁構造 床版: 2辺および4辺固定合成R C床版	コンクリート設計基準強度 主構: 400 kgf/cm <sup>2</sup> 格点: 400 kgf/cm <sup>2</sup> 床版: 400 kgf/cm <sup>2</sup>  コンクリート数量(m <sup>3</sup> ) 上弦材、斜材上構(プレキャスト) 100.4 上格点、上弦材目地(場所打ち) 31.4 下弦材、下格点、下構床版(プレキャスト) 236.7  368.5 (0.67m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
太田名部架道橋	 形式: 単純P C上路ハウトラス 支間: 24m (一連) 構造: 両端剛結 床版: 10径間連続版非合成R C床版	コンクリート設計基準強度 主構: 800 kgf/cm <sup>2</sup> 格点: 600 kgf/cm <sup>2</sup> 床版: 300 kgf/cm <sup>2</sup>  コンクリート数量(m <sup>3</sup> ) 主構: プレキャスト材 30.6 場所打ち 18.6 床版: " 44.0  93.2 (0.66m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
安家川橋	 形式: 単純P C上路ハウトラス 支間: 27m (一連) 45m (6連) 構造: 両端剛結 床版: 10径間連続版非合成プレキャストP C床版	コンクリート設計基準強度 主構: 800 kgf/cm <sup>2</sup> 格点: 600 kgf/cm <sup>2</sup> 床版: 400 kgf/cm <sup>2</sup>  コンクリート数量(m <sup>3</sup> ) 主構: プレキャスト材 96.0 場所打ち 64.0 床版: プレキャスト材 90.0  250.0 (0.95m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )

P Cトラス橋の架設をこれまでの実績でみると、固定支保工および移動支保工、片持ち張出しなどの架設工法が採用されている。Mangfall橋以外は全てプレキャスト部材で組み立てる方式によるか、あるいは一部に場所打ちを併用する



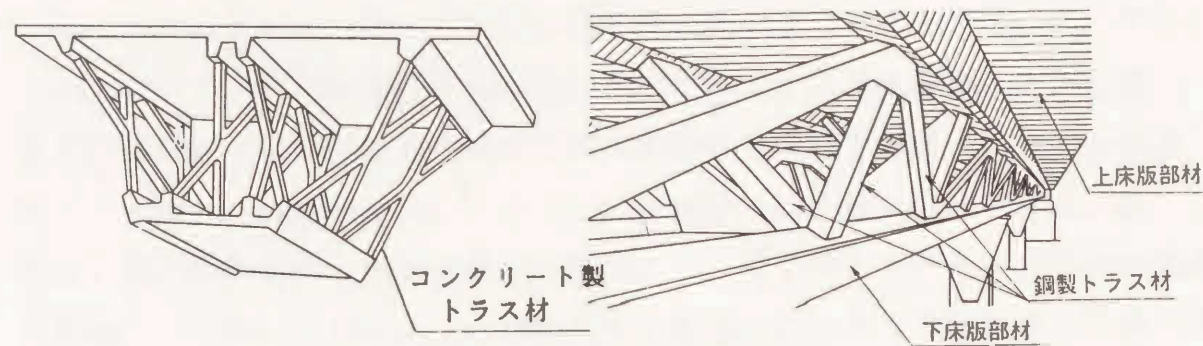


図-2.3.7 合成トラス構造

方式によっている。プレキャスト部材の組立てにあたって部材の製作誤差を吸収できるような目地構造を採用している。接着剤目地は施工速度が速いかわりに、誤差調整に難点がある。この点ではコンクリート目地やモルタル目地のほうが有利である。しかし、施工手間を要し工期が長くなる欠点がある。

次にPCトラス橋の架設法を図-2.3.8、図-2.3.9に示す国内での実績例で説明する。

#### 架設手順-1

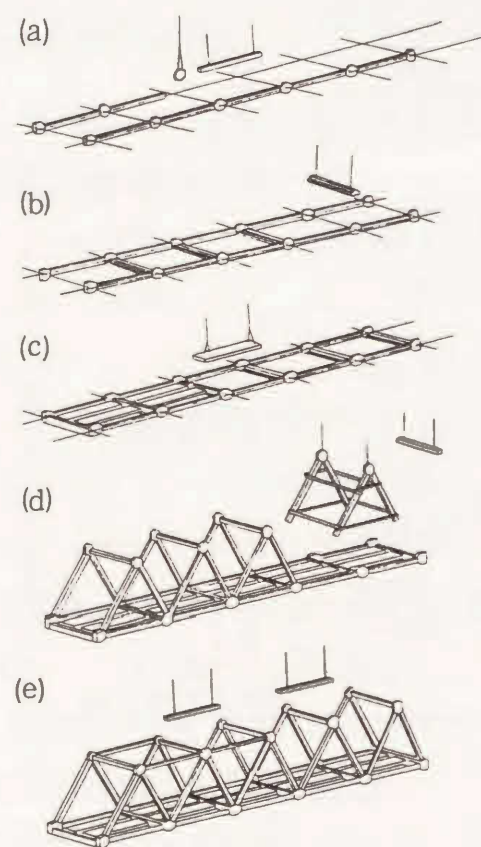


図-2.3.8 固定支保工架設  
(岩鼻架道橋)

- 下弦材と下格点(接着剤目地)を配列、一次プレストレスを導入。
- 横桁を配置、下格点との目地コンクリートを場所打ちし、硬化後プレストレスを導入、下弦材に二次プレストレスを導入。
- 床組用プレキャスト床版を敷設。
- 斜材、上格点を治具を用いて組立て、運搬、据付ける。斜材、上下格点(接着剤目地)プレストレスを導入。上横桁、上格点を仮受治具上に設置、目地コンクリートを場所打ち、硬化後プレストレス導入。
- 上弦材を仮設治具上に配置、上格点の目地コンクリートを場所打ち、組立て完了。

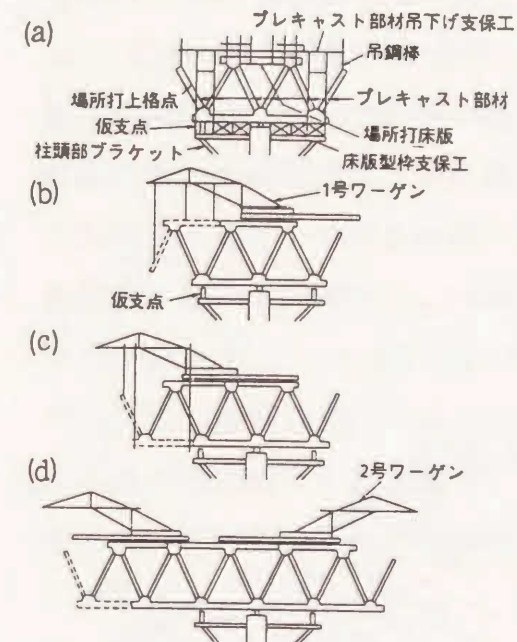


図-2.3.9 片持出し架設  
(榎木沢橋梁<sup>18)</sup>)

このようにPCトラス橋の架設は、トラスの構成部材の数が多く、施工工程が多岐にわたる。しかも格点部の施工の複雑さが難点となり工期が長くなる。また、トラス橋では品質確保と施工精度確保という点からプレキャスト部材による施工法をとらざるを得ない。トラス各部材そのものが軽量化できることから、これらを断面部材として組み立てた後、外ケーブル方式によって、これらを集合して一括架設する特殊ガーダー(移動支保工、図-2.3.10)<sup>19)</sup>を用い大幅な工期の短縮と省力化を図っているケースもある。

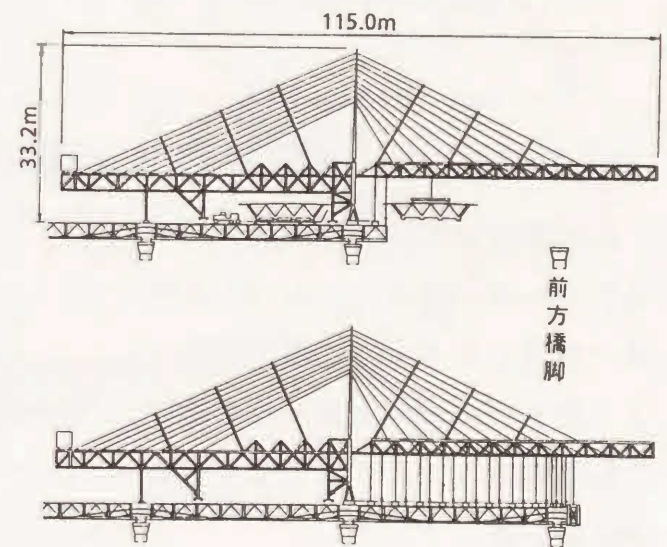


図-2.3.10 大型架設ガーダー図の一例

#### (3) 斜張橋

斜張橋の補剛桁は、斜材部を弾性支承とする連続桁と考えられ、桁橋の延長



上にある。また、斜張橋は斜材の張力で桁の断面力を有利に調整できる構造でもある。PC斜張橋の実績は、最近特に増加の一途をたどり、国内でも20数橋を数え、現在最大支間250m級のものは4橋が完成あるいは施工中である。

外国の実績ではスペインのルナ橋(最大支間440m)を最長として、150mを超える橋が30数橋にもものぼる。PC斜張橋の断面構造は、箱桁構造の断面と同様の考え方ができる。すなわち、鋼との合成構造や高強度コンクリートを利用したエッジガーダー構造(図-2.3.11)あるいは広幅員に対してストラットを設置(図-2.3.5, 2.3.12)するなどで軽量化が図られている。

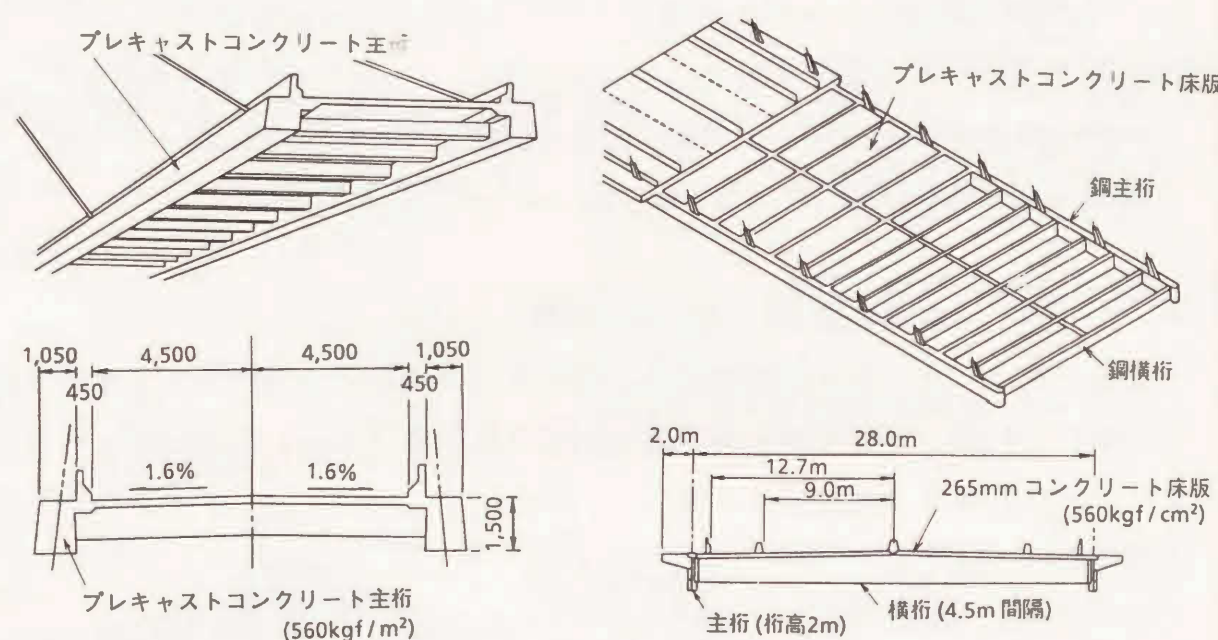


図-2.3.11 斜張橋の合成構造

斜張橋の架設は斜材位置で支持されながらのStep-by-Stepの架設法が採用されるので工期が長くなる。部材のプレキャスト化や鋼との合成構造などで工期の短縮や品質確保を図っている

現在、スパン200m程度の斜張橋ではほとんどの問題は解決されていると考えられている。しかし、図-2.1.4に示すように斜張橋はスパンが100~120m程度以下では箱桁橋より重い。また、主桁断面積はスパンの長大化につれ

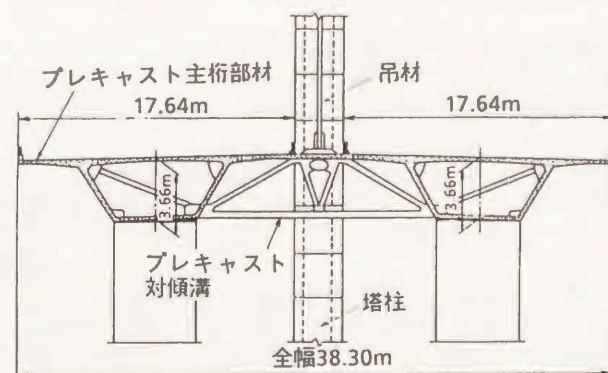


図-2.3.12 ストラット付構造の斜張橋

て許容圧縮応力の関係から増大する。したがって、さらにスパンの長大化を図るためには、高強度化などによって一層の軽量化やプレキャスト化を図ることができる構造や、斜材用緊張材の大容量化、長スパンに対応できる運搬用機械や架設機械の開発などが求められる。

#### (4) アーチ橋

アーチ橋は、圧縮に強いコンクリートの特性を活かした形式であるが、鋼との合成構造(メラン構造)も採用いられている。アーチ橋では大きな反力を支持する堅固な地盤条件が不可欠である。本構造で問題となるのは、他の構造形式に比べて架設時に多量の仮設材が必要になることである。したがって、施工の省力化から軽量化できる部材を組み合わせたトラスのアーチ構造とすることが考えられる。Rip橋(図-2.3.13)<sup>20)</sup>は、橋の形状はアーチ橋であるが、中央径間にゲルバー桁を有する3径間連続のPCトラス橋であり、世界最大の支間長を有している。トラス部材は、プレキャスト部材で製作され現地に搬入された。トラスの架設は、トラスの格点部に仮支柱を設置して部材を組み立てる。側径間部の施工を先行させ、中央径間側はトラスガーダーによる張出し架設を行っている。

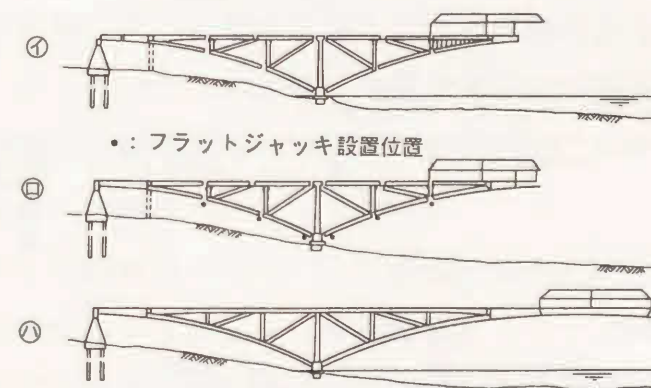
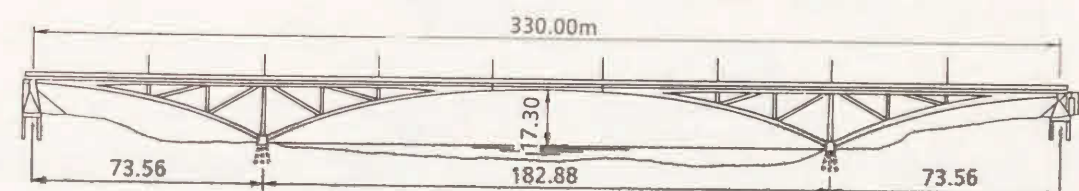


図-2.3.13 Rip 橋



## (5) その他の特色ある形式

以下に述べるいくつかの構造あるいは構造形式は、必ずしも現時点でPC橋の軽量化を意図するものではない。しかし、これらの構造に軽量化の試みを組み込むことは容易に考えられ、今後への発展性としての技術の位置づけとして整理しておく。

### 1) 吊床版橋

吊床版橋は、吊橋のケーブル、塔、補剛桁、床組を一つの要素に置換えた構造である。力学的に吊橋の原理を単純化したもので、並列した多数の緊張ケーブルをコンクリートで包み込んだ構造になっている(図-2.3.14)。使用材料が非常に少なくすむ。床版部材はプレキャスト化され、予め張り渡した緊張ケーブルを利用して架設される。したがって、大きな架設機械を必要とせず急速施工が可能となる。また、この構造には吊床版上に鉛直材を設置し、上床版を付加して路面とした構造のものもある(図-2.3.15)。他方、この構造にはケーブルのアンカー部に良質の地盤が要求される。この問題を解決するために、アンカー部への作用力となっている吊床版内のプレストレスを解放し、自碇させる構造が提案されている(図-2.3.16)<sup>21) 34)</sup>。高強度コンクリートの利用と考え合わせれば、その軽量化と施工の省力化が図れる構造である。

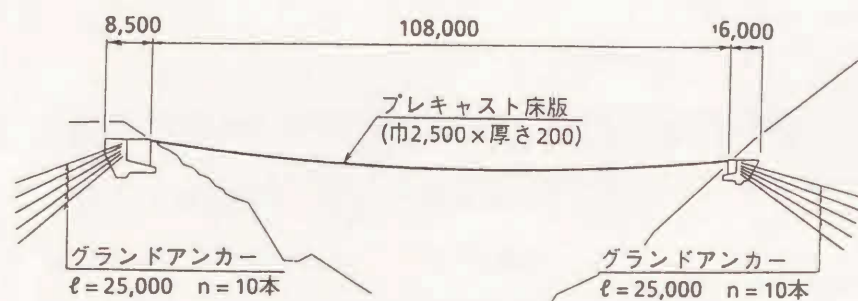


図-2.3.14  
吊床版橋(石槌橋)

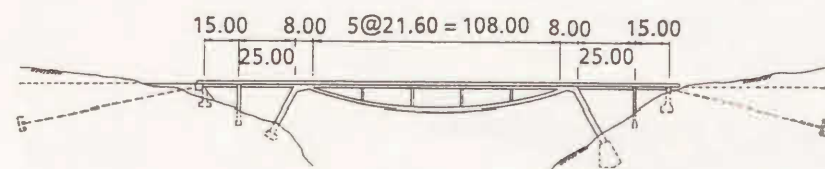


図-2.3.15  
上床版を有する吊床版橋(Rio Colorado橋)

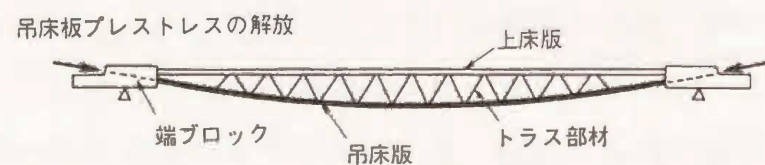


図-2.3.16  
自碇式吊床版橋

### 2) コンクリート斜材のPC斜張橋

斜張橋形式の構造の全体剛性を高め、主塔の高さを低減するために斜材をコンクリートで補剛した形式である。図-2.3.17に実例<sup>20)</sup>を示す。たわみ制限を受ける鉄道橋の例で、斜材にPC部材を用いることで剛性を高めている。

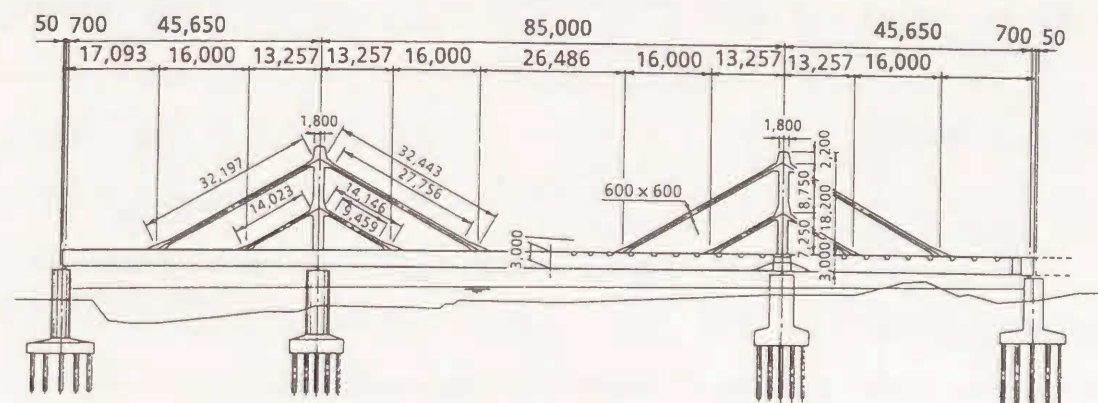


図-2.3.17 コンクリート斜材斜張橋(小本川橋梁)

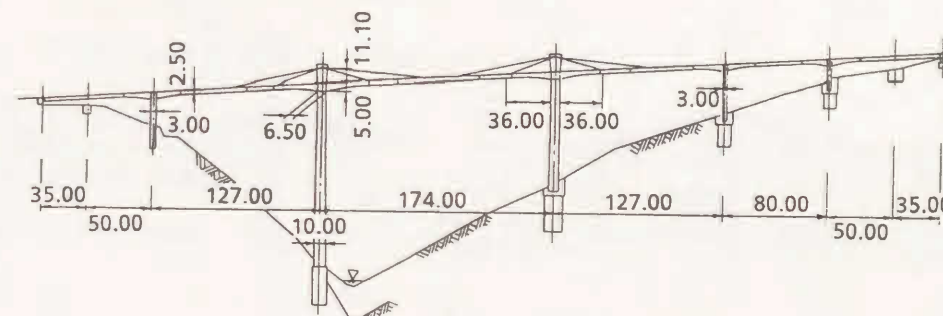


図-2.3.18 斜張橋(Ganter橋)

また、図-2.3.18には、斜材全体をコンクリート壁(ステイパネル)とした実例<sup>20)</sup>を示す。これらの構造形式はステイパネル橋あるいはPC斜版橋と通称されている。部材の縮小化、軽量化を図る上で全体剛性が低下する場合の対応策としての構造と考えられる。架設は、通常のPC斜張橋と同様に、斜材を利用しながら片持張出し架設により行われる。

### 3) エクストラロード橋

本形式は、一部のPC鋼材(ケーブル)を桁断面の外に出し、橋脚上に設けた柱頭部でその方向を変えて、プレストレスを導入するものである。外ケーブル方式の概念を導入したもので、図-2.3.19にこの構造の概念を他の構造形式との比較<sup>20)</sup>で示す。ケーブルの応力変動が斜張橋に比べて小さいので疲労の問



題が少なく、ケーブルの引張力を有効に利用できる。低い角度で張ったケーブルは補助的に用いるため、柱に作用する軸力は小さく柱の高さも低くできる。実施例として現在施工中の小田原中橋(図-2.3.20)がある。

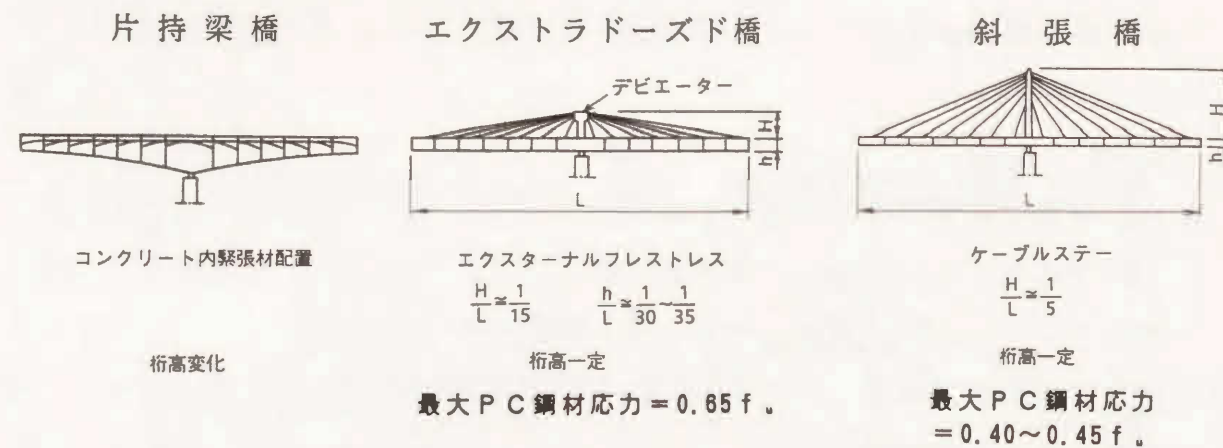


図-2.3.19 エクストラードーズド橋概念図

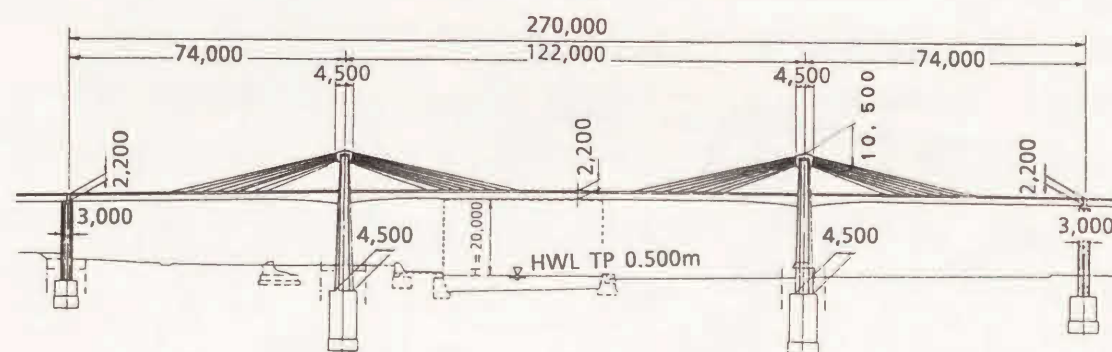


図-2.3.20 エクストラードーズド橋 (小田原中橋)

#### 4) フィンバック PC 橋

本形式は幅員中央部の橋面上に魚の背鰭(フィンバック)のような変断面壁を設けた構造で、この壁内にも緊張材が配置される。図-2.3.21に実例<sup>20)</sup>を示す。

施工は片持張出し架設で行う。背鰭壁および PC 鋼材を順次追加されながら張出し架設していく。ストラット部材を設置することで床版厚を減少させ、一層の軽量化を図っている。

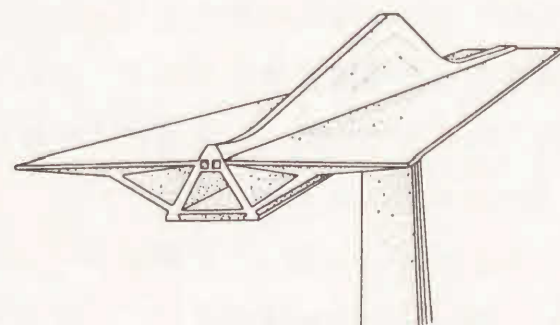


図-2.3.21 フィンバック橋概念図  
(Borton Creek Boulevard橋)

#### 5) トラフ PC 橋<sup>20)</sup>

この構造は、箱桁のウェブを橋面上に放物曲線状に突出させて構造部材とし、この中に PC 鋼材を配置する。主桁断面形状がトラフ状であることから、このように呼ばれているが、桁高制限のある場合に適用すると有効である。本形式はフィンバック形式と同様の概念によるものである。

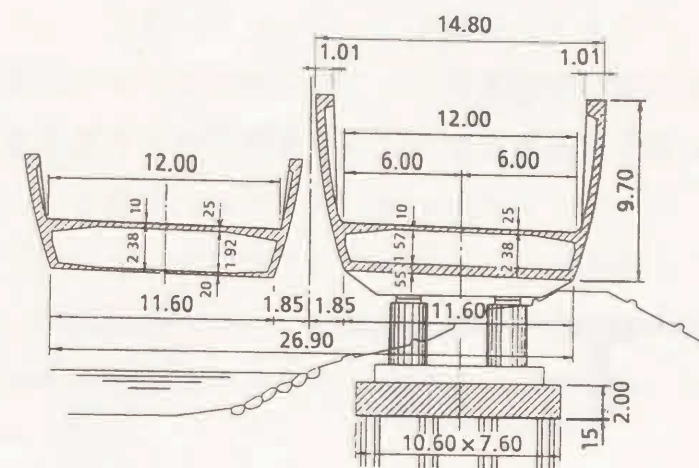


図-2.3.22 トラフ PC 橋断面図 (Rhone橋)

最近の実例を図-2.3.22に示す。計画高と桁下空間からの制約などから、支間140m以上で桁高2.5m以下という厳しい設計条件が与えられた。

#### 2.3.2 従来の構造を軽量化するうえでの問題点

##### (1) PC 箱桁構造

PC 箱桁橋の橋面積当りのコンクリート体積、すなわち、平均部材厚( $\text{m}^3/\text{m}^2$ )を図-2.3.23に示す。コンクリートの単位体積重量をかけて平均自重とし、桁自重のひとつの指標とする。箱桁構造のウェブは、図-2.3.24に示すように、桁断面積の30~40%を占める。このウェブ厚は曲げ応力度やせん断耐力によって、その寸法が決まるものではない。PC 鋼材の配置上の間隔やコンクリート打設時の棒形振動機

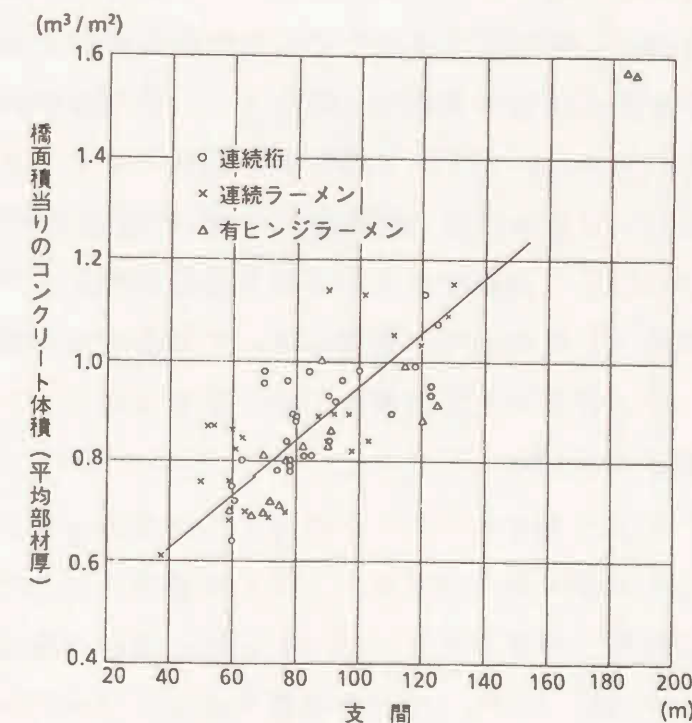


図-2.3.23 平均部材厚



の挿入間隔(図-2.3.25参照)、部材最小厚やかぶりの規定などの構造細目などによって決まってくるのが一般的である。

このように高強度コンクリートを利用しても、部材厚が縮小化できなにもに加えて、高強度コンクリートの特性として、せん断耐力は圧縮強度が大きくなるほどには伸びないこともあり、ウェブ厚の縮小には限界がある。

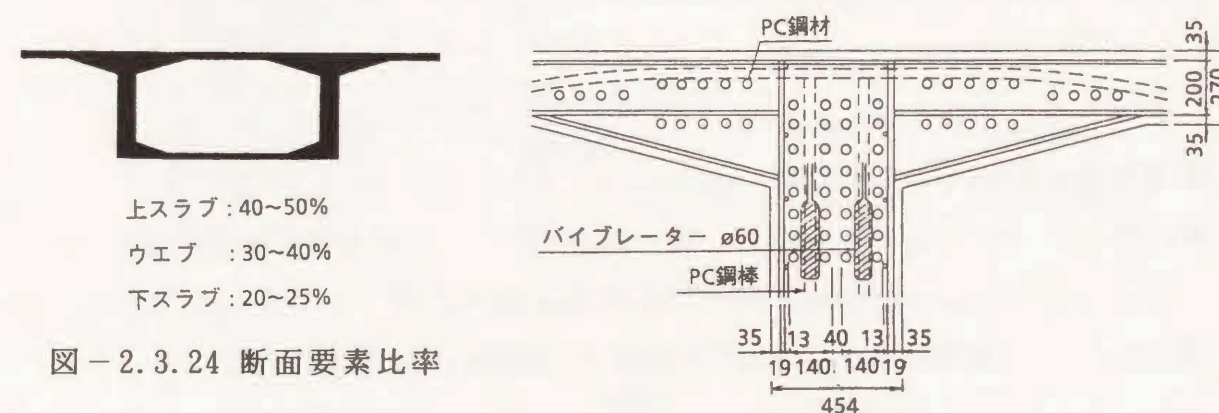


図-2.3.24 断面要素比率

図-2.3.25 鋼材配置図

同様に床版厚についても、部材最小厚の規定とPC鋼材の配置スペースの必要性から縮小化には限界がある。桁高はT桁橋(2.2.2参照)の実績例から見ても10~15%程度の低減が可能である。桁自重は断面の要素重量の比率とウェブの多少の縮小を考慮に入れると5~10%程度の軽減は期待できる。しかし、これは断面剛性(EI)の60~70%の低下をまねき、このため桁のたわみが大きくなり、たわみ制限(道路橋  $l/600$ , 鉄道橋  $l/2000$ )から断面の縮小は制限される。また、高強度コンクリートのじん性が小さい特性から終局耐力にも問題が残る。したがって、桁高についても縮小には限界がある。

このように、箱桁構造では、高強度化によって桁自重の軽減はあまり大きくは期待できない。

次に、外ケーブルとの併用でこの問題を考えてみる。PC鋼材の配置スペースが不要となるので曲げ、せん断耐力の高強度化に相当して各部材を縮小でき、自重軽減がはかれる。しかし、PC鋼材の配置は箱桁の内側となり、デビエーター(図-2.3.3参照)の設置のため、プレストレスの偏心距離のロスがあり、プレストレスの効率が低下する。さらに、平面保持が成立しにくいいため終局耐

力が低下する。これを防ぐために、結果的に桁高や部材厚の拡大が必要となる。高強度コンクリートの利用が施工の省力化にはつながっても、軽量化や使用材料の経済性は損なわれる。

一方、高強度コンクリートを用いた箱桁橋の施工では、品質確保の点から部材をプレキャスト化することになる。従来の箱桁橋をプレキャストセグメント工法で架設する場合、各セグメントは箱桁を橋軸直角方向で分割するが、セグメントの長さは幅員10mの橋では2.5~3.5m程度で、一セグメントの重量は、50~80tにもなる(図-2.3.23の平均部材厚参照)。高強度化によって部材断面が縮小化、軽量化しても、その製作、運搬、架設などに必要な仮設機械は立地条件や施工規模などに大きく制約される。

以上のように、箱桁構造では高強度コンクリートを用いた高強度化では、構造上や施工上からPC橋の軽量化には限界が存在し、かならずしも高強度コンクリートが有効利用できるとはかぎらない。

## (2) 複合構造

### 1) 概要

複合構造という用語の意味は必ずしも統一がとれてはいない。1987年11月に刊行の「鋼構造物設計指針 PART-B 特定構造物ガイドライン」(土木学会)によれば、合成構造と混合構造とを含めた総称として使われている。すなわち、合成構造は部材断面が鋼とコンクリートのように異種材料の組合せによって構成されるもので、鋼とコンクリートがそれぞれの曲げ剛性をもち、これらが合成され一体として抵抗するものである。混合構造は鋼部材とコンクリート部材を組み合わせた構造システムで、断面内での合成ではなく構造形式としてに合成構造である。鋼橋の分野ではプレートガーダーの床版をコンクリート床版として一体化する合成桁が比較的以前から用いられてきた。しかし、PC技術の鋼橋の分野への応用は、鋼ウェブの拘束とコンクリートのクリープと乾燥収縮によってコンクリート床版部にプレストレスが有効に導入できないため、ほとんど適用されていないのが現状である(図-2.3.26参照)。同様にPC橋の分野でも鋼部材を応用するという考えはほとんどなされていなかった。

しかし、最近になってコンクリート側からの発想で、箱桁構造の断面の一部



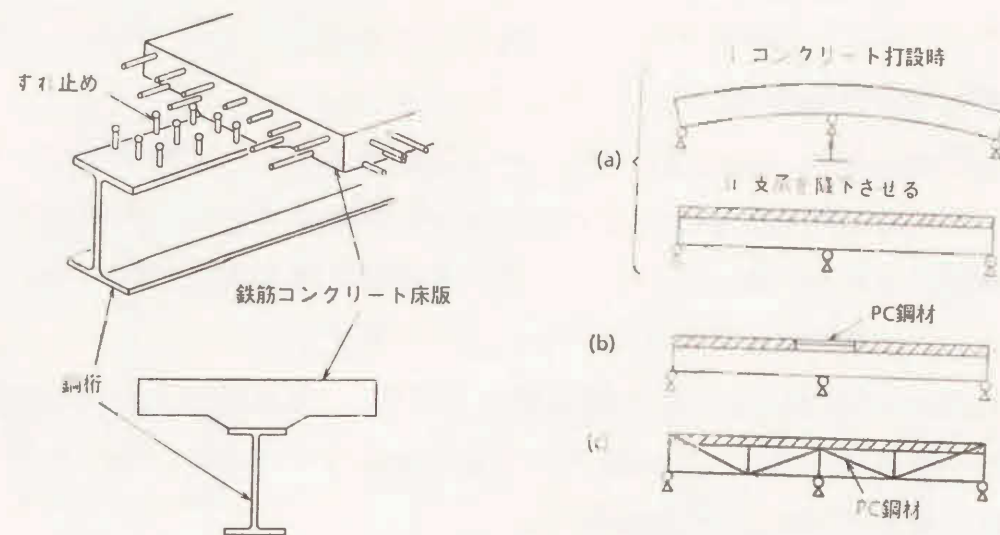


図-2.3.26 合成桁

を鋼材に置き換えてた構造がフランスで数橋の実績を持つに至っている。断面の曲げ剛性の効率をあげるためには、上下の床版部にその断面積の大部分を集中させ、断面の30~40%占めるウェブは鋼製にして軽量化を図る構造である。

以下、いくつかの合成構造について述べる。

## 2) ウェブを鋼製にした合成構造

### ① 鋼ウェブ合成構造

コンクリート箱桁断面のウェブを平鋼板で置換えた構造であり、鋼橋の場合と同様に、鋼ウェブはスティフナーによって補剛されている（図-2.3.1参照）。断面には、コンクリート床版と鋼ウェブの結合を完全なものとするため、鋼ウェブの上下端にはフランジおよびジベルが付いている。PC鋼材は箱桁断面内に外ケーブルで配置されプレストレスが導入される。

図-2.3.27に示す模型試験（支間20m）を行って、静的曲げとねじりの200万回の繰返し載荷、クリープ、乾燥収縮の影響を検証している。その結果を踏まえて実橋に適用したのがSalbris橋<sup>22)</sup>である。

この構造の問題点としては鋼ウェブにはプレストレッシングにより大きい圧縮力が作用するため、水平、鉛直両方向にスティフナーを設ける必要がある。さらに、上、下コンクリート床版のクリープと乾燥収縮による経時変形が鋼ウェブにより拘束されるため、鋼ウェブとコンクリートの接合部に大きなずれせん断が発生する（図-2.3.28）。また、この拘束の結果当初コンクリート床版に

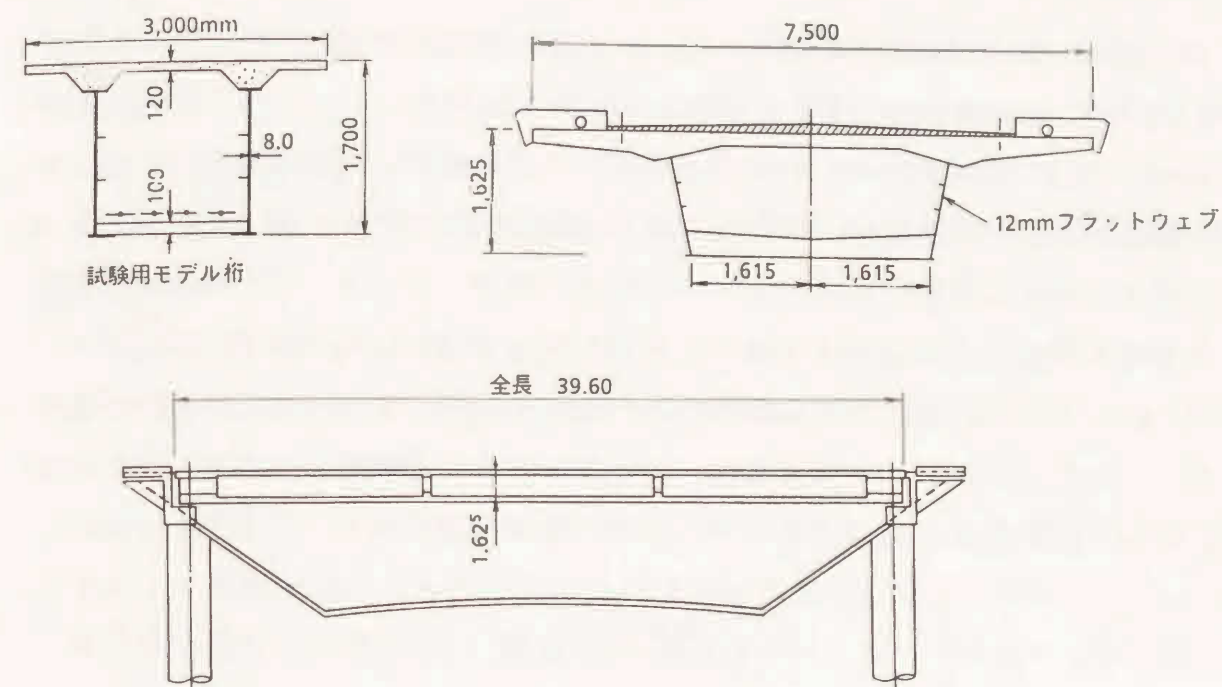


図-2.3.27 鋼ウェブ構造（Salbris橋）

導入されたプレストレスは減少し、鋼ウェブに作用するプレストレスは増加する。すなわち、コンクリート床版のプレストレスが鋼ウェブに移行することとなり、鋼ウェブは座屈防止のため、さらにスティフナーで補強する必要があるが生じる。

この構造に高強度コンクリートを利用する場合、PC箱桁構造と同様に、断面剛性が圧縮強度ほどには増えないため変形が問題となる。また、プレストレス量の増加によって床版とウェブ間のずれせん断力が大きくなるばかりでなく、コンクリート強度が増加する程にはずれせん断力の増

加があまり期待できないこと 図-2.3.28 クリープ及び乾燥収縮によるせん断力を考えあわせれば<sup>23)</sup>、構造物が大型化すれば接合部の補強も難しくなり、高強度コンクリートを有効利用できない。また、この構造では外ケーブルが採用

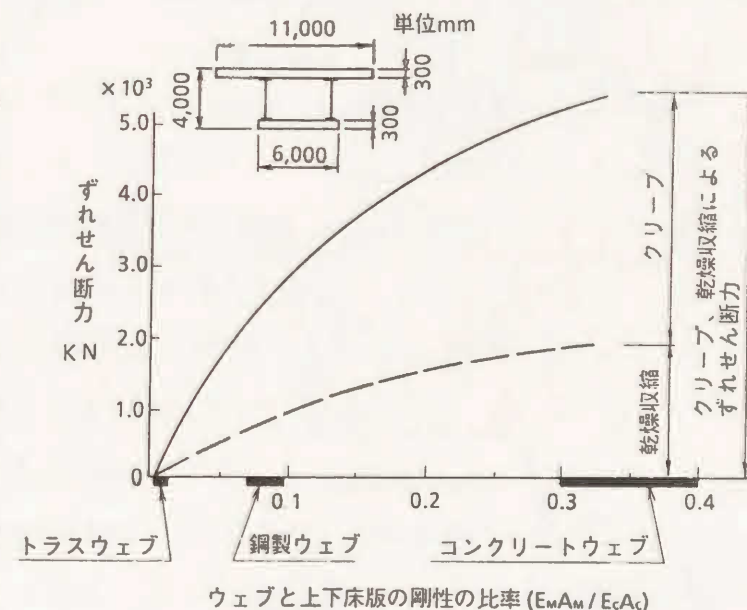


図-2.3.28 クリープ及び乾燥収縮によるせん断力



されるか、前述したような外ケーブルとしての課題が残る。

さらに、この構造では図-2.3.29に示すウェブのコンクリート下床版の位置関係について問題がある。いずれも防錆などの構造上の問題や架設中の施工性に影響する。この構造では押し出し架設となることが多いが、図-2.3.30のような押し出し中に集中反力の鋼ウェブへの伝達に問題を生じる。(イ)はウェブの左右で剛度が違うことによる不均一な反力分布が、(ロ)は反力作用とウェブが一致していないことによる下床版の曲げが生じる結果となる。さらに(ハ)、(ニ)が提案されているが、このことはスパンが長大化し、高強度コンクリートの有効利用を考えると、構造上の補強法や施工性が問題となることを示している。

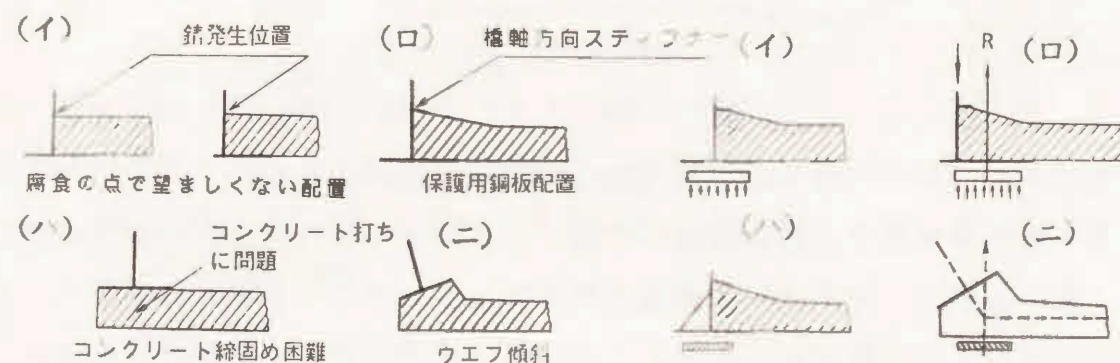
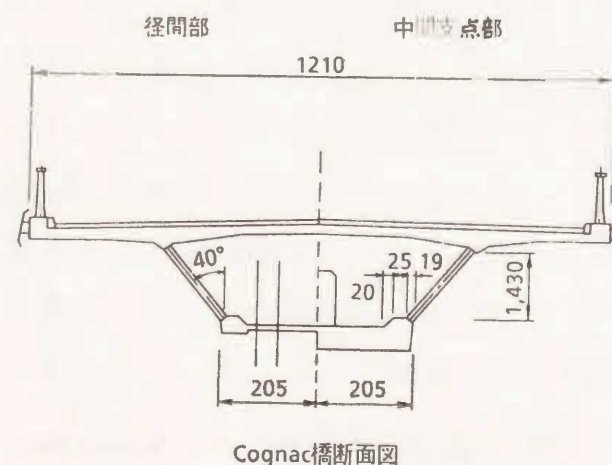


図-2.3.29 下フランジと下床版の位置関係

図-2.3.30 押し出し架設時の反力



Cognac橋断面図

図-2.3.31 波形ウェブ構造 (Cognac橋)

## ② 波形鋼ウェブ

鋼ウェブ合成構造では、コンクリート床版の橋軸方向変形が鋼ウェブにより拘束されることから、図-2.3.31に示すような橋軸方向に波形鋼ウェブとする構造が提案されている。このアコーディオン(プリーツ)のような形状をした波

形鋼ウェブは橋軸方向には自由に変形できるため床版コンクリートをほとんど拘束せず、プレストレスを有効に床版内に導入できる。軸圧縮および曲げを作用させた時の波形ウェブ応力はほとんど0で、せん断力に対してはウェブが90%弱受け持つことが模型実験で確認されている。そして、二つの橋梁が実際に施工された。

Cognac橋<sup>22)</sup>(図-2.3.31)は全長106.75mの最大支間41mの3径間連続桁橋、箱桁構造の自重と比べて28%の低減となっている。PC鋼材はSalbris橋と同様に外ケーブルとして箱桁内に配置されている。

Maupré橋<sup>22)</sup>(図-2.3.32)は全長324.45m、最大支間53.55mの7径間連続桁橋で、鋼製波形ウェブを用いた三角形箱断面構造を採用している。下床版に相当する部材は肉厚20mm、径610mmの鋼管であって、コンクリートが充填されている。架設は押し出し工法によって行われた。この橋は通常のPC橋に比べ36%の自重低減を可能にした例である。

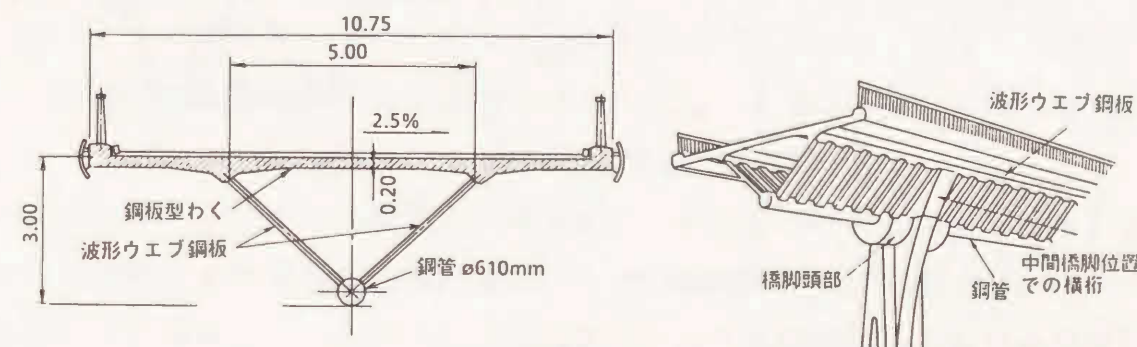


図-2.3.32 三角波形鋼ウェブ構造 (Maupré橋)

しかし、これらの構造ではせん断力やねじり荷重を受けた場合、波形鋼ウェブが局部座屈や橋軸方向圧縮力に対して抵抗力を有さないために、ねじりおよびせん断に対する剛性への保証、すなわち、波形ウェブの局部座屈の発生で急激に耐力が低下することに対してウェブ座屈に大きな安全係数を考える必要がある。

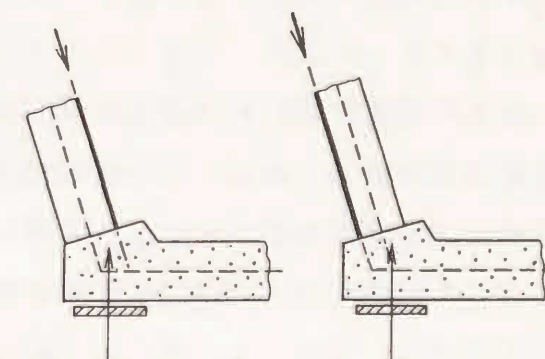


図-2.3.33 波形ウェブの押し出し時軸線

また、図-2.3.33に示すように押し出し架設時にウェブの軸線が常に変化する



ので、支承反力の伝達機構などにも問題がある。すなわち、これらの構造ではスパンの長大化にともなって、構造機能を向上させるために部材の補強などが重要となる。また、外ケーブル方式としての課題も残る。コンクリートの高強度化はこれらの問題を部材接合部においてさらに複雑にすることとなる。

### ③ 鋼ウェブトラス構造

前記二例の他にウェブに相当するところを鋼トラスで置換えた構造が提案されている。この構造については次のPCトラス構造の項でふれるので、ここでは概要のみを述べる。試験施工例としてArbois橋<sup>22)</sup>(図-2.3.34)がある。この橋は橋長100m、最大支間40.4mの3径間連続橋で、主桁はRCの上下の床版を鋼トラスによって結合した構造である。鋼トラス構造は、鉛直材を有するワーレントラスとなっている。

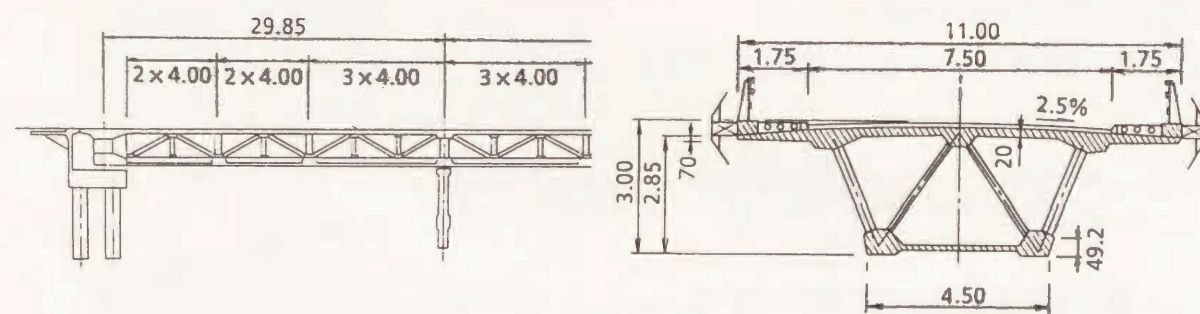


図-2.3.34 鋼ウェブトラス橋 (Arbois橋)

### 3) 斜張橋における合成構造および混合構造

これらの構造については、箱桁構造あるいは合成構造など同様の延長上で軽量化を考察できるものである。今後の発展性としての技術の位置づけとして整理しておく。

PC斜張橋のこれまでの実績は大小70橋を超える。近年、特に斜張橋の長大化にともない、コンクリート橋の経済性に対抗すべく考案されたのが主桁を合成構造とした斜張橋である。このタイプの斜張橋は北米においての実施が相次ぎ、日本国内ではその耐風性に対する研究が現在行われている。

ここでは、高強度コンクリートの利用とプレキャスト化で施工性の向上をはかっているいくつかの橋梁を紹介する。

カナダのバンクーバーにあるAlex Fraser橋<sup>24)</sup>(図-2.3.11 参照)は、最大支

間465mの3径間のファンタイプの斜張橋である。断面はエッジガーダー形式で、主桁と横桁は鋼製、床版には設計基準強度560kgf/cm<sup>2</sup>(54.9MPa)のプレキャスト部材が使われている。構造上は、従来の合成桁と何ら変わるところはないが、中央径間中央部で主桁に引張力が作用するため、コンクリート床版にひびわれが発生している。この後、米国で3橋このタイプの斜張橋が施工されているが、わが国ではその耐風性がかなり低いと予想され、その結果、断面中央に設ける鉛直スタビライザーやエッジプレートなどの耐風対策が推奨されている。国内においてこのタイプの斜張橋は、歩道橋が一橋あるのみである。

米国のEast Huntington 橋<sup>25)</sup>(図-2.3.11 参照)は、最大支間274mの2径間のファンタイプの斜張橋である。エッジガーダー形式の断面で、コンクリート製主桁(560kgf/cm<sup>2</sup>)をプレキャスト化し、横桁は鋼桁である。すでに鋼橋で設計されていた下部構造に対して、上部構造重量を低減する目的でこの構造が考案された。

ちなみに、Sunshine Skyway橋(最大支間366m)、Brotonne橋(最大支間320m)、James River橋(最大支間192m)などは合成構造ではないが、斜張橋の軽量化するために、広幅員に対して上床版厚の増大を防ぐために三角形で構成されるストラット(図-2.3.5, 図-2.3.12 参照)が設置されている。

鋼・コンクリート混合構造は、鋼部材とRCあるいはPC部材を接合して一つの構造体とする構造である。従来から、鋼管杭とRCフーチング、RCフーチングと鋼橋脚というように橋梁下部構造には多用されてきた構造であるが、近年では上部構造に応用した橋梁形式が考えられている。複合斜張橋は、斜材を除く構造部材(塔、主桁)に鋼とコンクリートが併用されている構造である。複合斜張橋を主げたと塔を構成する材料より分類すると、鋼主桁にRC塔を用いた形式、主桁の側径間をPCにして中央径間を鋼桁とした形式などがある。これらの構造においては、鋼とコンクリートとの自重の相連により作用断面力を有利にしたり、軸圧縮力を受ける部材にRCを採用することで合理的構造を達成している。生口橋<sup>26)</sup>(図-2.3.35)はわが国で施工された代表的な複合斜張橋である。

このような鋼とコンクリートを組合せた複合斜張橋は、すでに20橋近い実績があり、それぞれ部材の接合に工夫がこらされている。



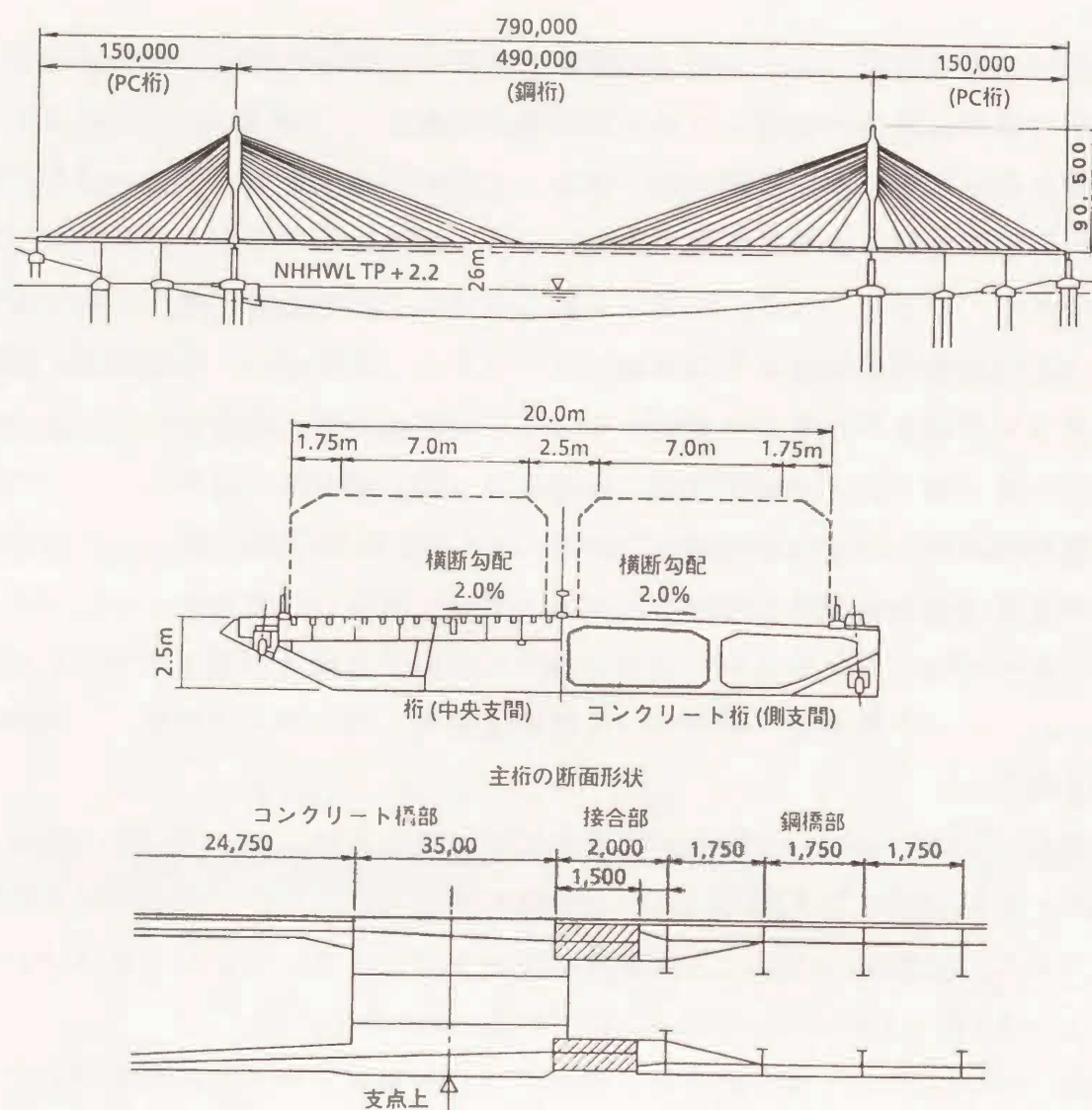


図-2.3.35 複合斜張橋（生口橋）

### (3) PCトラス構造

過去に施工されたPC橋では、図-2.3.36に一例を示すが、トラス主構と床組が分離した構造（非合成トラス）が主流である。これは構造が力学的にシンプルのため解析が容易で、しかも、急速施工に適しているためと思われる。しかし、この構造では、床組はトラ

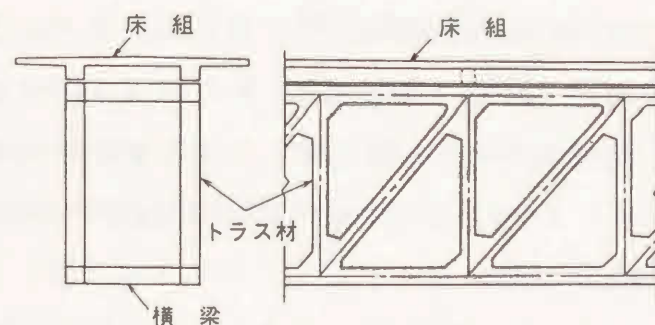


図-2.3.36 非合成トラス構造

ス主構の抵抗部材とならず、単に荷重の増加にしかない。また、ねじりに対しては対傾構を設ける必要も生じる。したがって、トラス全体の自重は増加することとなる。このことは表-2.3.2に示す国内の実績からみても明らかである。これらが鉄道橋であることを加味しても、図-2.1.3, 4に示すPC箱桁橋のそれと比べて、実績でみて10%程度重い結果となっており、PCトラス橋の構造上の利点が活かされていない。

また、プレキャスト部材を使用する場合、部材組立て時の施工誤差を吸収するため接合部に場所打ちコンクリートが用いられる。その強度は部材本体に比べて低くなるため、トラス全体の高強度化にはつながっていない面もある。さらに部材の接合部は鉄筋やPC鋼材の配置スペースなどの点からも形状が拡大する。一方、プレキャスト化された各トラス部材の架設は、2.3.1(2)で述べた通り、部材数が多いため施工サイクルが多岐にわたり、しかも、接合部の施工は繁雑をきわめている。

このように、非合成トラス構造の場合、高強度コンクリートを用いることでトラス各部材の縮小化や軽量化がはかられてはいるものの、必ずしもトラス全体の軽量化につながっていない。

次に、合成トラス構造について述べる。

まず、ウェブに鋼材トラス材を用いた合成トラス構造(図-2.3.34 参照)では、格点構造に問題<sup>22)</sup>がある。図-2.3.37に示すように、2つのタイプの軸線の選び方が考えられている。(イ)は接合面に発生する滑動力によるモーメントに抵抗させることが困難になり、(ロ)の場合も床版の曲げが発生する。したがって、この部分のジベルは滑動に抵抗すると同時に引張力に対しても十分な耐力が要求される。このことは構造物の大型化にともないその補強が難しくなり、逆に部材の高強度化が十分に活かされない結果ともなる。

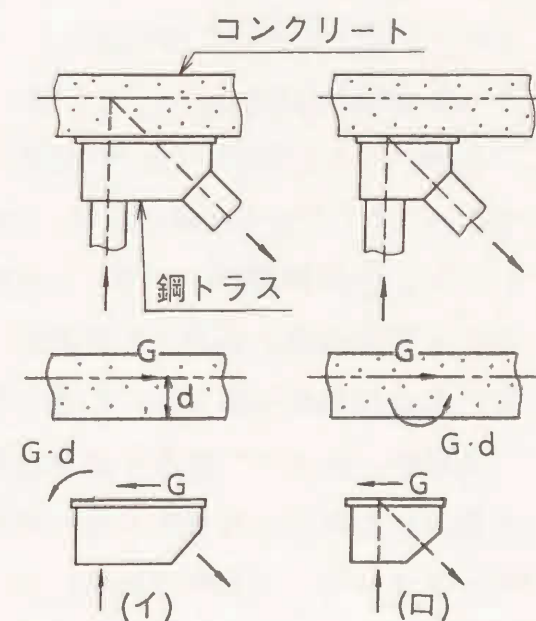


図-2.3.37 部材軸線の選定



また、このタイプでも外ケーブルが採用されるが、この点での課題も残る。

鋼トラス合成桁をプレキャストセグメント化した場合では次の点で問題がある。トラス形式としては図-2.3.38に示すようなものが考えられるが、ここで問題になるのは、隣接の鉛直材の応力伝達<sup>22)</sup> に関することである。鉛直材が力の伝達に関与しないとすると、図-2.3.39に示すように、力の伝達はセグメントの継目を通して行われる必要があり、鉛直材も関与すると考えると、鉛直材→床版→鉛直材という力の流れが存在することになり、引張斜材の引張力の一部を床版を通じて伝達させる必要がある。このように鉛直材を有するトラス構造の力の伝達はかなり複雑である。

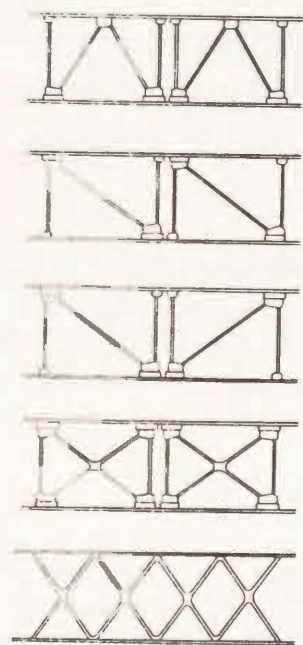


図-2.3.38 プレキャスト用  
トラス形式

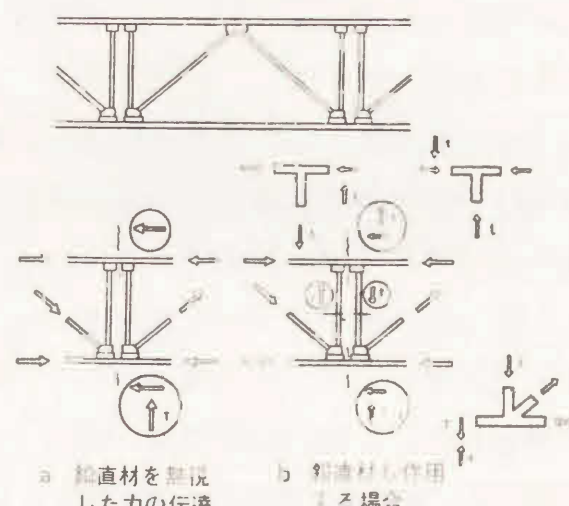


図-2.3.39 プレキャスト目地に  
おける力の伝達

PCトラス構造のプレストレスの作用については一般に次のことが言える。上下の床版にプレストレスを導入した時、プラットトラスでは図-2.3.41の上図のようにせん断力を受けた時と同じ変形が生じる。ワーレントラスでは図-2.3.41の下図のように変形累加の影響はない。したがって、プラットトラスでは斜材の圧縮力の影響が累加されるが、ワーレントラスでは格点で打ち消される。フランスで施工されたBubiyan<sup>19)</sup> (図-2.3.7 参照)やSylansとGlacières橋<sup>27) 28)</sup>では、ウェブに相当するX形状のトラス部材に高強度コンクリート(54.9MPa)が使用された。プレキャストトラス部材と普通コンクリートの場所打

ちの上下床版とが現地ヤードで一体化される構造で、組み立てた1ブロック長4.66mのプレキャストセグメントはガーダーによって架設される。その後にプレストレスが導入される。したがって、プレストレスの導入によって大きな二次応力が発生し、部材断面の縮小や軽量化が妨げられている。PC鋼材配置としては外ケーブルおよび床版内ケーブルが併用されており、その点での課題も残り、施工もかなり複雑である。

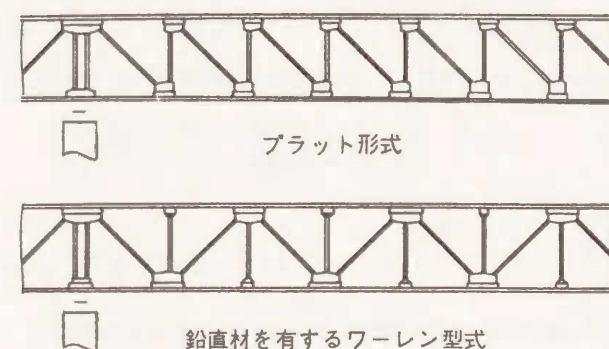


図-2.3.40 トラス形式

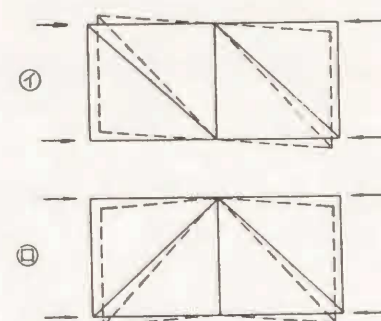


図-2.3.41 プレストレス作用時の変形

## 2.4 プレキャストセグメント工法とその課題

### 2.4.1 概 要

近年の若年労働者の不足、熟練技能工の高齢化などの労務事情の逼迫や建設作業の環境保全などの社会情勢から、施工の合理化、機械化や急速施工などの施工の省力化策への要請が強まっており、その解決策のひとつとして、プレキャストセグメント工法が採用される機会が多くなってきている。しかし、この工法は1945年頃にはすでに本格的に使われており、決して新しいものでない。E. Freyssinetは、パリの東方 50kmのMarne川に架けるLugancy橋<sup>29)</sup>で、初めて本工法を採用した。引き続きEsby, Anet, Changis, Trilbardou, Ussyなどの5つの橋梁に採用された。これらの橋梁では、主桁は長さ2.5mの22個のセグメントに分割され、各セグメント間は20mmのドライモルタルを充填する接合目地であった。したがって、施工には相当の手間と時間を要するものである。1962年にパリ郊外で建設されたChaisy-le-Rio 橋<sup>30)</sup> (図-2.4.1)では、初めてプレキャストセグメントの接合目地にエポキシ樹脂系の接着剤が採用され、プレキャストセグメント工法の特長である急速施工が可能となり、それ以後ヨーロッパやアメリカに広く普及し、大規模な橋梁にも多く採用されている。



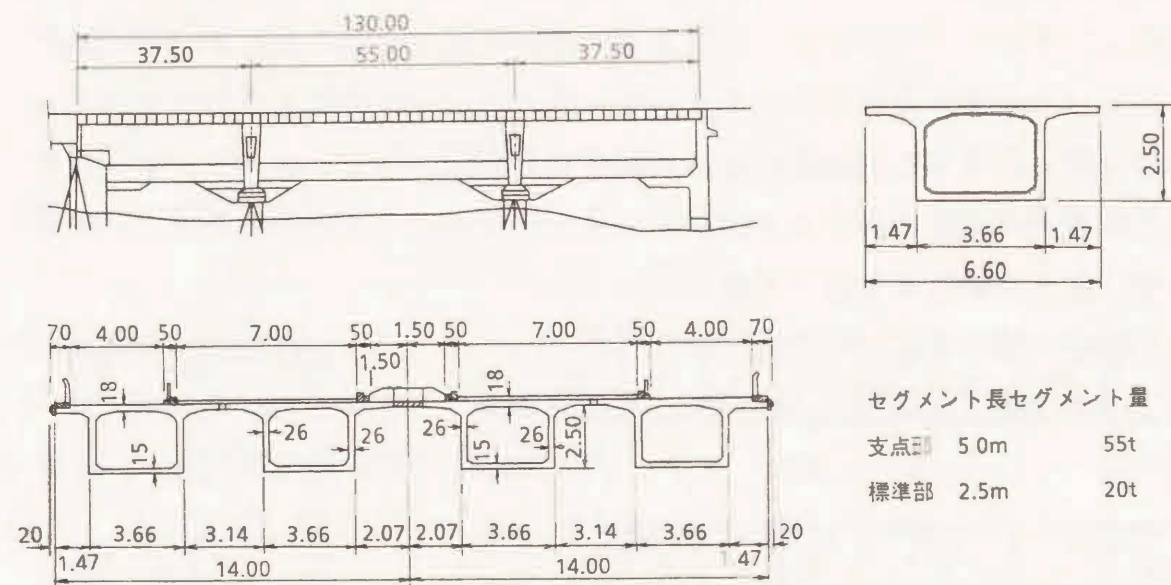


図-2.4.1 接着剤目地プレキャストセグメント橋 (Chaisy-le-Roi橋)

わが国でも1966年に首都高速道路の目黒高架橋<sup>31)</sup>で初めてプレキャストセグメント工法による片持架設工法が採用された。1970年には最大支間86mの神島大橋が建設され、これまでに25橋程度<sup>32)</sup>の実績がある。また、これらのような大規模な橋梁以外でも、例えば、T桁橋の主桁をいくつかのプレキャストブロックに分割して工場で製作し、現場近くのヤードで接合して主桁として架設する工法や、支保工上でプレキャストブロックを並べてプレストレスで一体化する工法<sup>33)</sup>なども採られている。

しかしながら、わが国でプレキャストセグメント工法で施工された橋梁は、ほとんどが工期短縮を目的としており、従来の箱桁構造やT桁断面を単に橋軸直角方向に分割するプレキャストブロックになっており、本工法による効率的な構造形式や構造断面を考案したものは見受けられないのが現状である。

最近では、諸外国の事例としてプレキャストブロックの製作、接合方法、プレストレスの導入方法などに新しい工夫が加えられたものが出現しており、特に架設工法にはいくつかの新機軸が見られる。わが国においても、前述した社会的背景をうけて、プレキャストセグメント工法の採用に積極的な取り組みがみられる。しかし、わが国で採用されるためにはいくつかの課題がある。

そこでここでは、プレキャストセグメント工法の概要とその技術的課題について述べる。

## 2.4.2 プレキャストセグメントについて

### (1) プレキャストセグメントの大きさ

プレキャストセグメントの形状・重量は、その運搬手段や架設機械の能力によって決められる。通常セグメント重量は60t以下で計画されている。また、セグメント長を短くすれば急速施工・省力化の効率が低下することから、橋軸直角方向の分割で2.5m～3.5m程度が一般的である

### (2) 接合目地

最初のプレキャストセグメント工法では、接合目地はコンクリートやモルタル目地が採用されていたが、セグメントの製作が既設セグメントの端面を型枠がわりとして製作するマッチキャスト方式で行われるようになり、接着剤目地やドライ目地が主流となっている。しかし、セグメントの製作誤差を吸収するために調整用の目地を必要として、これには通常コンクリート目地が採用されている。

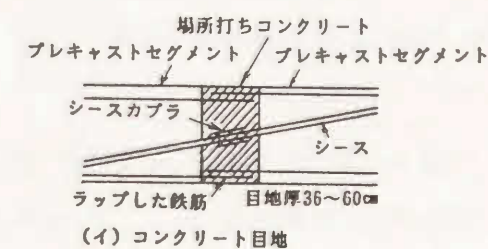
#### ① 接着剤目地

接着剤にはエポキシ系樹脂を使用され、塗布後、可使時間内にプレストレスを導入

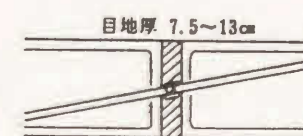
し、接合面が完全に一致するようにする。接着剤の役割は、接合面に生じている不完全さを補填すること、防水層を形成すること、接合時に面を滑らかにすることであり、接着剤には所定の引張強さ、圧縮強さ、接着強さが必要である。

#### ② ドライ目地

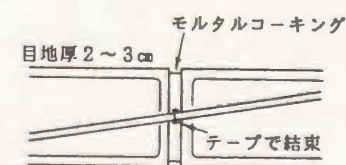
最近になって、省力化を目的としてセグメントの接合目地に何も充填しないで、かつ、PC鋼材は外ケーブル方式とし、プレストレスの効果により密着さ



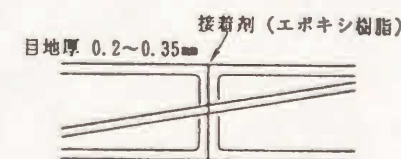
(イ) コンクリート目地



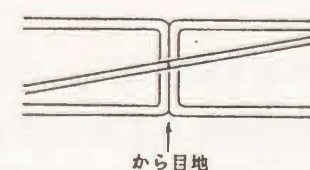
(ロ) モルタル目地



(ハ) グラウト目地およびドライパッキング目地



(ニ) 接着剤を使用した目地



(ホ) から目地 (ドライ目地)

図-2.4.2 接合目地



せたドライ目地が採用され始めた。しかし、防水層が形成されないためP C鋼材の防蝕などの問題が残る。

### ③ 接合キー

接合キーが接合面に生じるずれせん断に抵抗させるため設置される。また、これは接合作業時のガイドの役割を果たす。

コンクリート製せん断キーには図-2.4.3に示すように台形、波形などがある。プレキャスト工法の初期には、力の伝達機構が明確なシングルの台形キーで行われていたが、最近ではキー損傷の少ない複数接合キーである波形キーが用いられることが多い。しかし、わが国では波形キーの事例はない。

床版に設置するガイドキーは初期には台形キーが使用されていたが、最近では床版部にも台形のせん断キーを併用する波形キーが使用されている。

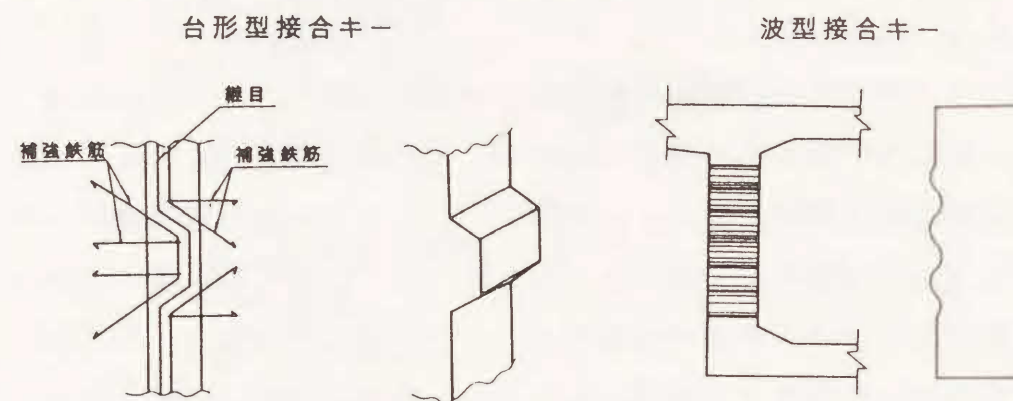


図-2.4.3 接合キー（せん断キー）

### (3) セグメント製作

セグメントの製作を特定の工場で行うか、架橋地点に近い現地で行うかは、運搬手段・距離により判定されるが、大規模な橋梁では現地に製作ヤードを設置するのが一般的である。現地製作ヤードは架橋地点までの運搬手段、必要ヤード面積の確保を考慮しその位置が決定される。

セグメントの製作方法は、図-2.4.4に示すように一径間分の製作台と型枠を用意し、セグメント製作を行うロングライン方式と、一セグメント分の製作台と型枠を用意し、製作を行うショートライン方式がある。わが国ではロングライン方式が一般的である。海外ではショートライン方式が主流で、機械化により省力化が可能となる。

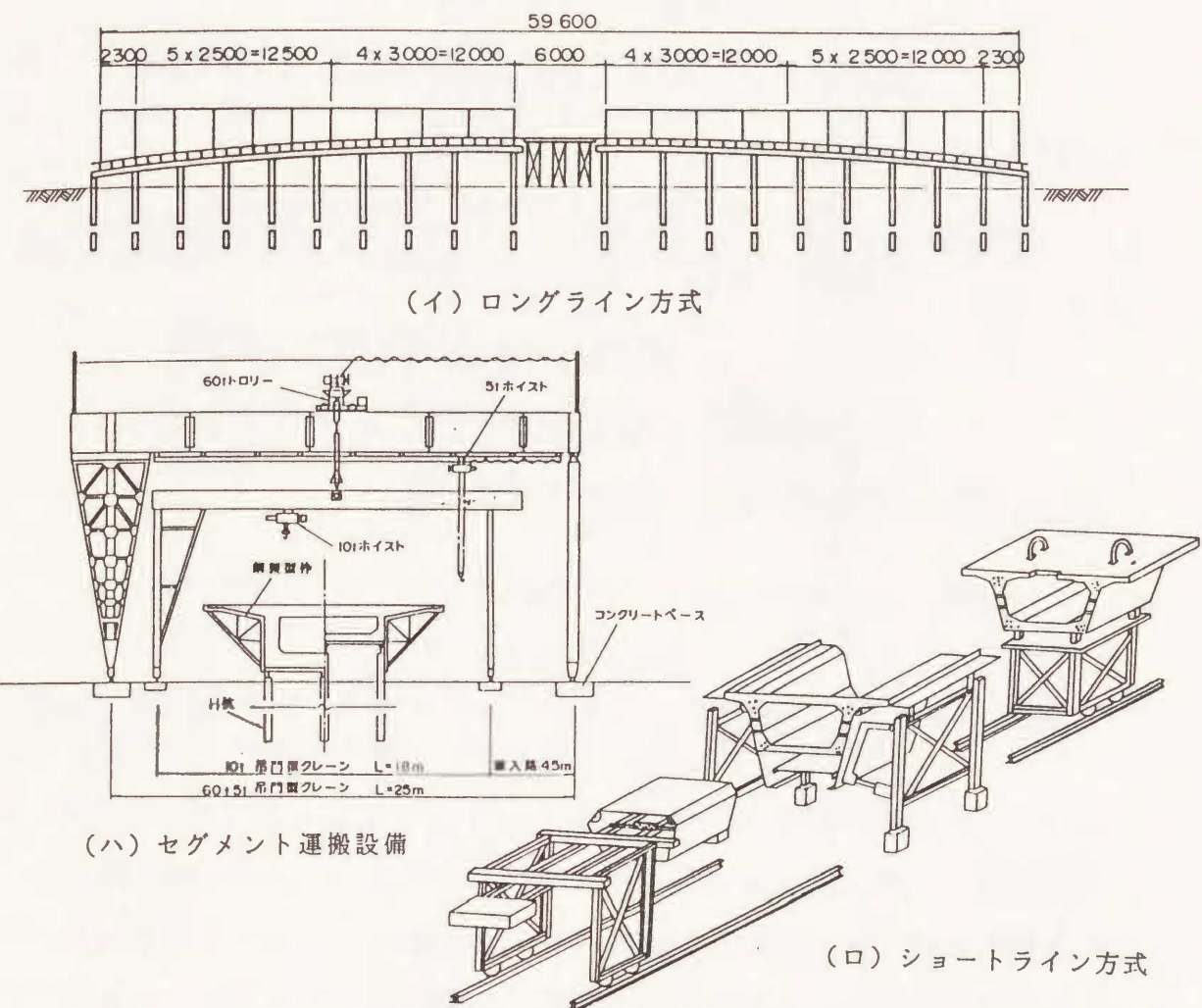


図-2.4.4 セグメント製作要領図

### (4) 外ケーブルの使用

ケーブルの防錆技術の進歩に伴い、海外では外ケーブルが広く採用されている。外ケーブルはプレキャストセグメント工法にとって、部材の軽量化や製作の標準化に有効である。内ケーブルと併用した事例や、スパンバイスパン架設において全て外ケーブルを用いた事例もある。

### 2.4.3 プレキャストセグメントの架設工法

プレキャストセグメントの架設法としては、基本的に場所打ちと同一の方法であるが、これは支保工上で架設するのに比べて、機械化架設を前提にした急速施工を目的としている。架設法として、スパンバイスパン架設、バランスドカンチレバー架設、プログレッシブカンチレバー架設などがある。



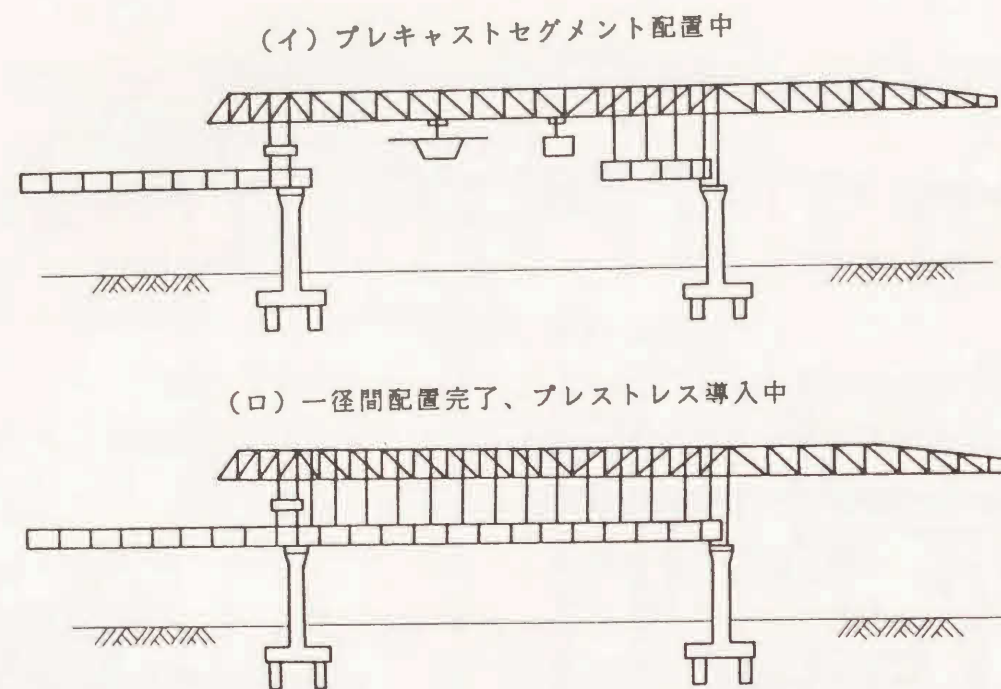


図-2.4.5 スパンバイスパン（ハンガータイプ）架設要領図

#### (1) スパンバイスパン架設

この架設法は、図-2.4.5に示すようなエレクションガーダーを使用する。一径間分に相当する全セグメントをガーダーで支持し、一度に一径間分のセグメントを並べプレストレスを導入して構築し、順次ガーダーを前方に移動させて、次の径間を構築していく方法である。場所打ちで行われてる大型移動支保工架設のプレキャスト版で、海外で広く採用されている。適用支間は45m程度までとされており、施工速度が2～3径間/週と非常に急速施工が特長である。わが国での実績はないが、この方式の採用が検討されつつある。

#### (2) バランスドカンチレバー架設

わが国で20数橋の実績はこの架設法を採用している。橋脚を中心に左右にバランスを取りながら順次セグメントを接合し、片持ちで張り出していく架設工法である。図-2.4.6(1)は架設機械にエレクションガーダーを使用した例を示している。4セグメント(≒10～15m)/日程度の架設日数であるから、スパンバイスパン架設に比べれば施工速度は劣るものの、場所打ちに比べてはるかに早い。セグメントを運搬する時のガーダーの能力にもよるが、適用支間は100m程度である。施工延長が長い場合に有利となる。

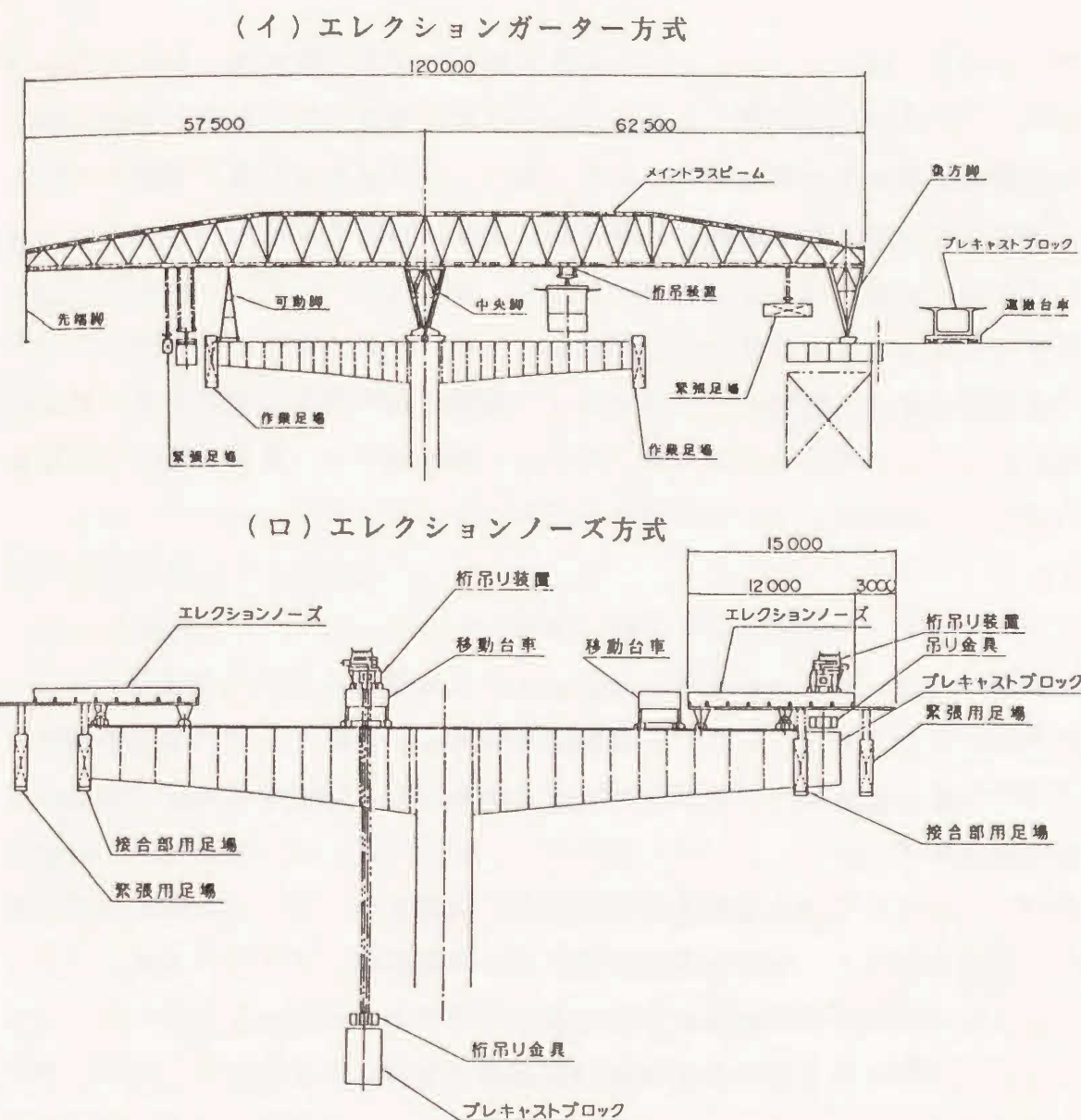


図-2.4.6 バランスドカンチレバー架設要領図

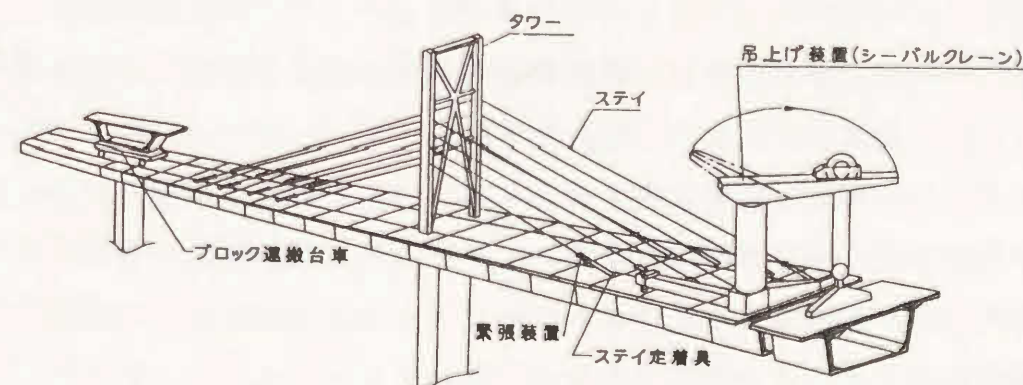


図-2.4.7 プログレッシングカンチレバー架設要領図



図-2.4.6(ロ)はエレクションノーズを使用した架設法の例を示している。この方法は小規模の架設機械で、長スパンへの適用性があり、かつ、複数の橋脚からの架設ができる有利性がある。各橋脚下へセグメントを運搬可能な地形条件に限定されるが、比較的施工延長が短い場合でも採用される。

### (3) プログレッシブカンチレバー架設

この架設工法は、図-2.4.7に示すように架設を一方向から進めるカンチレバー架設法である。構造系が架設時と完成時で異なるため、支間中間に仮支柱あるいは橋面上にピロンなどを併用しなければならない。

#### 2.4.4 プレキャストセグメント工法の課題

わが国における本工法の現状として、施工の急速化という点では場所打ち工法に比べて優っている。しかし、施工の省力化という面からでは疑問が残り、その経済性を向上させるためには次のような課題を十分考慮に入れておかなければならない。

①プレキャスト部材を橋軸直角方向のみで分割するのでは、その形状は大型化し、重量も増大し、製作や運搬、架設用の機械設備が大規模になる。また、セグメントの製作や仮置きのためにも広い作業用地が必要となる。

②実績が少ないことにより、現行の技術基準では、プレキャスト構造を設計する上で充実しているとはいえない。また、セグメント製作における省力化をはかるためには、プレキャスト化し易い一定形状への標準化が可能な構造とする必要があるのである。

③外ケーブル方式の採用はPC作業の省力化という点では有効である。しかし、構造上からPC鋼材の防蝕や終局耐力の問題、加えてその経済性に課題が残る。

④セグメントの製作、架設設備の機械化によって省力化は可能となる。しかし、機械設備などの固定費が増大する。したがって、同一諸元の構造の施工規模の大きさがもとめられる。したがって、プレキャストセグメントの縮小化や軽量化が図れることが大きなポイントとなる。

## 2.5 新しい構造の提案—スラブトラス構造

### 2.5.1 従来の構造での問題点と新しい構造の提案

これまでPC橋に関する既往の技術として、高強度コンクリートの技術、比較的新しい概念に基づく構造あるいは構造形式、および架設工法としてプレキャストセグメント工法をとりあげ、その技術的課題について整理してきた。

ここで、既往の技術により従来の構造を軽量化、プレキャスト化するうえでの問題点をとりまとめ、これを踏まえて新しい構造を提案し、従来の構造に対して特徴づけをする。

#### (1) 従来の構造での問題点

##### 1) 高強度コンクリート技術の応用

これまでのPC橋に利用されている高強度コンクリートは、50～80MPa程度の圧縮強度のもので、実績としては10橋程度と少ない。しかも桁高の縮小や自重の軽減を目的とした試みも、従来の構造の延長線上での普通コンクリートの代替的な使われ方しかされていない。高強度コンクリートは、圧縮強度の高強度化のみに着目しても、材料特性や製造、品質管理の点で、普通コンクリートのそれとはかなり異なる部分があるので有効活用できない。しかも、現行の技術基準類の規定値から設計上、施工上のしびりを受けている。そこで、高強度を活かすせる実用的な圧縮強度レベルを対象とすること、そして、高品質、高精度を保証できるように工場製品と同様に製作するため、プレキャスト部材化できる構造であること、などが必要である。

##### 2) 従来の構造あるいは構造形式、

##### ① PC箱桁構造

PC長大橋で最も一般的なPC箱桁構造のウェブ厚さは、曲げやせん断耐力から決定されるのではなく、PC鋼材の配置間隔やかぶり規定値、最小部材厚さなどの構造細目によって決まってくる。また、部材厚さを薄くできても断面剛性の低下で変形が大きくなり、たわみや振動が問題になる。したがって、高強度コンクリートを利用することで軽量化や施工の省力化の効果は期待するほどあがっていない。したがって、ウェブの贅肉が省け、しかも、断面剛性の効率のよい構造を考える必要がある。



## ②合成構造

コンクリートと鋼の合成構造の中で、特に最近コンクリートウェブのかわりに鋼板あるいは波形鋼板やトラス状の鋼ウェブを採用した構造がある。勿論、これらの構造が軽量化できることは明らかである。しかし、プレストレスの導入による二次応力の発生、偏載荷重時の構造耐力、圧縮強度以外の強度に大きく影響される接合部での構造耐力、外ケーブルの採用、などの課題が残る。さらに、コスト面で割高になることもいさめない。

## ③P Cトラス構造

P Cトラス構造では、トラス部材と床組とが非合成構造であることや格点部は形状的に拡大することで、トラス構造はP C箱桁構造よりもむしろ重量的に重くなる。また、トラスを構成する部材数が多くプレストレスの導入による二次応力が発生し、プレストレスの効率が低下する。施工サイクルは多岐にわたり、接合部の施工は繁雑を極める。これらの問題を解決するためには、二次応力が発生しないようにプレストレスが導入できる構造で、しかもトラス格点部に場所打ちコンクリートを必要としない、簡素で信頼性の高い接合構造にしなければならない。

## 3)プレキャストセグメント工法

これまでの架設例のほとんどは、従来の箱桁断面を橋軸直角方向に分割したプレキャスト部材を組み立てる方式である。このため、その形状は大型化し重量的にも重く、製作や運搬、架設用の機械設備が大規模になる。しかも、広い作業ヤードを必要とする。このことは固定費の増大ばかりでなく、架設地点での自然的、社会的諸条件や施工規模などに大きく制約される。したがって、プレキャスト部材の縮小化、軽量化に加え、比較的標準化し易い部材で、しかも、プレキャスト部材に容易に分割でき、組み立てることができる構造であることが大きなポイントである。

## (2)新しい構造の提案

以上の従来の構造での問題点を踏まえて、高強度コンクリートを有効利用してP C橋を軽量化し、プレキャスト化により施工の省力化がはかれる構造としては次のようなものが考えられる。

①使用する高強度コンクリートは、現在のコンクリートの技術レベルで比較的容易に展開でき、十分実用化が可能な80~100MPa程度の圧縮強度を想定する構造とする。

②高強度コンクリートの特性である圧縮強度を十分に活かすことで、部材断を縮小、軽量化でき、しかも全体構造としては曲げ剛性やねじり剛性の効率の高い構造とする。

③プレストレスの導入によって発生する二次応力をできるだけ低レベルに抑え、導入したプレストレスの減少量を少なくできるような構造とする。

④高品質、高精度が容易に行えるように工場製品でプレキャスト化を図り、かつ場所打ち部を必要としないプレキャスト部材の接合構造とする。

⑤プレキャスト部材の縮小化、軽量化に加え、比較的単純な形状で標準化でき、しかもプレキャスト部材に容易に分割でき、合理的な接合、組立てができる構造とする。

以上の要点を踏まえて、新しい構造を提案する。すなわち、トラス構造の弦材、横構、対傾構、床組を一つの要素に置き換えた床版(スラブ)部材とウェブに相当する部分のトラス部材とで構成する構造(以下スラプトラス構造)<sup>35) 36)</sup>である。各々の部材は高強度コンクリートを用いたプレキャスト部材とし、その製作、運搬、架設を考慮して適当なセグメントに分割し、組み立てるプレキャストセグメント工法に最適の構造である。図-2.5.1に構造の概念図を示す。

## 2.5.2 スラプトラス構造の特徴

本構造の特徴は、従来の構造に対して、スラブ部材とトラス部材が一体化された合成構造であること、そして、部材へのプレストレスの導入方法およびプレキャスト部材の接合、組立て方法に新しい考案があることである。

以下、図-2.5.1にスラプトラス構造の概念図に示す。各々のプレキャスト部材の組立て手順にしたがって本構造の特徴を具体的に述べる。

①あらかじめ構造部材を上下の床版(スラブ)部材とトラス部材に分割する。スラブ部材はトラススパンを、トラス部材はダブルワーレンのX型部材を一つのセグメントとする。スラブ部材はあらかじめ製作した部材の端面を、次に製作する部材の端面の型枠とするマッチキャスト方式で製作する。したがって、



隣接するプレキャスト部材の接合面は完全に一様な面接触を形成できる。トラス部材の各トラス部材ごとに単独に製作する、したがって、接合面を平坦に製作する必要がある。

②プレキャスト部材の製造は、施工現場周辺で製作する現場移動式の工場での製品あるいはコンクリート工場での製品とする。したがって、高強度コンクリートの品質管理が比較的容易に行える。また、かぶりの規定値が工場製品ということで小さい。促進養生をすればクリープや乾燥収縮の値そのものがかなり小さく抑えられ、コントロールし易くなる。

③プレキャスト部材はスリム化し、しかもその形状は比較的単純で標準化しやすい。したがって、製作、運搬、架設にあたり大規模の仮設備や架設機械は不要で、また広い作業ヤードや施工規模の大小などの制約を受けない。

④プレキャスト部材(床版、トラス)ごとにそれぞれを分離した状態でプレストレスを導入(図-2.5.1(イ)と(ロ))するので、部材は無拘束の状態でプレストレスが導入される。

⑤導入するプレストレス量は、任意断面においてプレストレスによって生ずる上下の床版に生ずるのひずみが等しくなるような量とする。また、X型トラスの引張、圧縮の両部材が同一ひずみになるよう

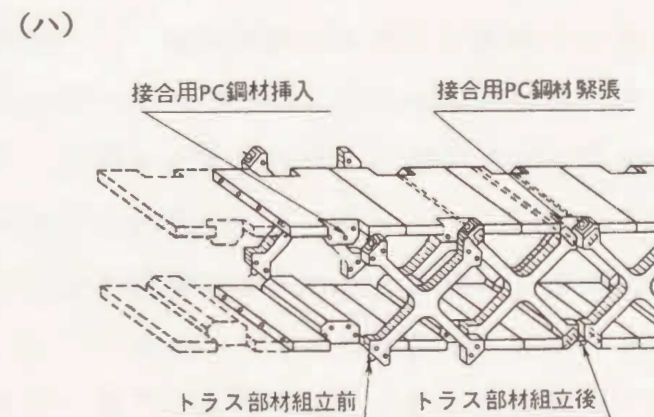
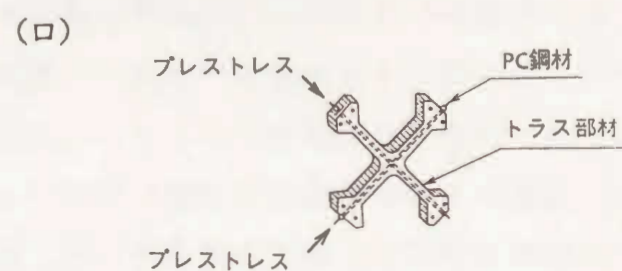
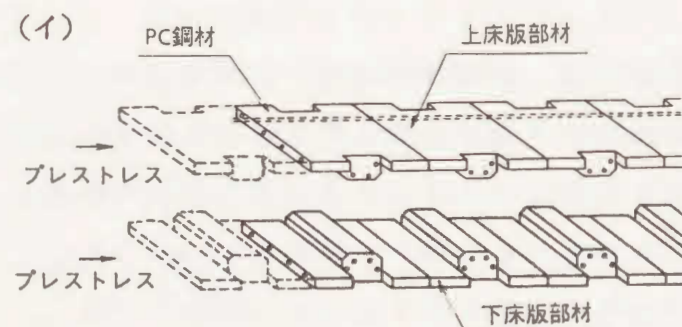


図-2.5.1 スラプトラス構造概念図

にプレストレスを導入する。したがって、構造系が完成した後、コンクリートのクリープと乾燥収縮によって生じる二次応力は、従来のプレキャスト部材が組立て完了後にプレストレスを導入する方法よりも低レベルに抑えることができる。ちなみに、従来の合成トラス構造の場合、プレキャストトラス部材と場所打ちコンクリートの上下部材を一体化にした後、プレストレスが導入されるため大きな二次応力が発生し、プレストレスの効率が著しく低下(4.3.3を参照)する。

⑥このようなプレストレス導入の応力状態にすることで、架設時と完成時との構造系が異なり交番

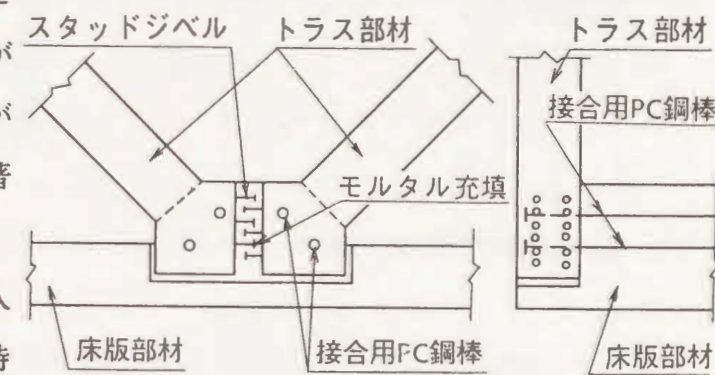


図-2.5.2 床版、トラス接合構造の一例

応力を受ける場合でも、架設時の仮PC鋼材の配置や完成時の撤去などによる余分な材料や施工手間が不要となる。

⑦各部材のプレストレスが導入された後、トラス部材をスラブ部材の切欠き部に側面からはめ込み、接合用の横締めPC鋼棒を配置し緊張する(図-2.5.1(ハ))。すなわち、部材間に働くプレストレスの圧縮力による摩擦接合である(図-2.5.2)。この際、接合面の製作誤差による不陸を補正するためにエポキシ樹脂系接着剤を塗布して接合面のせん断伝達を確実にする。

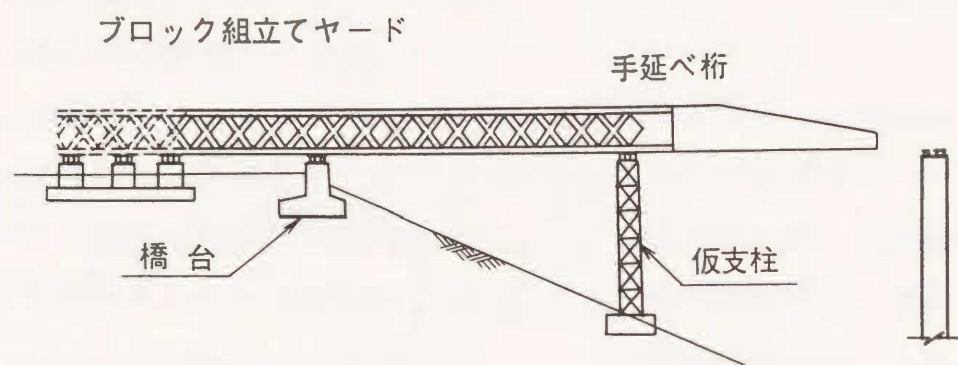
⑧接合部で隣接するトラス部材間は、インサート・ボルトと高強度モルタルで一体化して、一方のトラス部材の軸力の鉛直成分(せん断)を隣接トラス部材へ直接伝達する接合構造とする。

⑨この摩擦と直接せん断の二重のせん断伝達機構のもつ接合構造にすることで、接合部位は縮小する。また、従来の構造のように部材仮受けの支保工などが不要となり、場所打ちコンクリートの硬化を待つことなく組立て後、次のセグメントの架設に進むことができ、施工が省力化、工期の短縮がはかれる。

⑩接合部材間にはあらかじめ遊間を設けることにより、部材を接合した時、プレキャスト部材の製作誤差を容易に吸収できる。また、ある程度のキャンバーがある構造でも、部材を製作して組み立てることが可能であり、施工性が向上する。



(イ) 押し出し架設法



(ロ) 片持ち張出し架設法

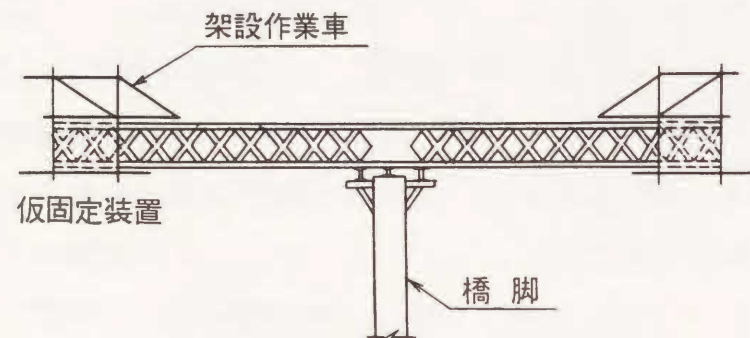


図-2.5.3 架設要領図

①本構造の架設は、従来の構造での押し出し架設や片持ち張出し架設で使用されている同様の架設機械で施工できる。構造が軽量化することで機械設備は軽装備となる。

②架設要領(図-2.5.3 参照)を示す。押し出し架設法の手順を説明する。まず、橋台背面の組立てヤードでプレキャスト部材を組み立てる。上床板、下床版の各部材を別々に組み立て橋軸方向のプレストレスを導入する。あらかじめプレストレスを導入したトラス部材を上下床版の間に配置し、接合用鋼棒で一体化する。単位の押し出し長さは10~12.5m(4~5セグメント)程度とする。部材組立て終了後、押し出し装置により前方へ移動し、順次同じ作業を繰り返しながら押し出す(図-2.5.3(イ))。押し出し架設に際しては仮支柱は各径間ごとに一か所設置する。押し出し桁先端には仮支柱支間の1/2の長さ程度の手延べガーダーを取り付け、施工時の断面力を低減する方法を採用する。

なお、片持ち張出し架設(図-2.5.3(ロ))の場合は単位の片持ち張出し長さは2.5~5m程度で、架設作業車内で組立て後、順次張出し架設する。

2.6 むすび

本章では、PC橋に関するこれまでの一般的概念と比較的新しい概念に基づく構造あるいは構造形式について概説し、その技術的課題を整理した。そして、既往の技術により従来の構造を軽量化およびプレキャスト化により施工の省力化するうえでの問題点について述べ、新しい構造、すなわち、スラブトラス構造を提案した。既往の技術としては、高強度コンクリート技術、従来の構造あるいは構造形式、および架設工法としてプレキャストセグメント工法を取りあげた。

本章を要約し、スラブトラス構造を従来の構造に対して特徴づけると次の通りである。

①現在のコンクリート技術で十分実用化が可能な圧縮強度80~100MPa程度の高強度コンクリートを対象とする。

②構造部材は全てプレキャスト部材に分割し、工場製品と同様に製作することで高品質、高精度の部材を保証できる。

③構造はスラブ部材とトラス部材とで構成し、高強度コンクリートの高圧縮強度を活かすことで、一層の部材の縮小化、軽量化が図れ、断面剛性の効率のよい構造である。

④構造部材の縮小化に加え、部材には無拘束状態で、しかも相対する部材のひずみが等しくなるようにプレストレスを導入するので、二次応力の発生を低レベルに抑え、プレストレスの効率のよい構造である。

⑤このようなプレストレス状態にすることで、架設時の構造系の変化し交番応力が作用しても、余分の補強を必要としない合理的な構造のため、施工の省力化が図れる。

⑥構造部材は縮小化、軽量化に加え、プレキャスト部材に分割し易く、比較的単純な形状なので標準化が容易で機械化が図れる。

⑦本構造では場所打ちコンクリートを必要としないプレキャスト部材の接合構造としており、施工の省力化がはかれ、プレキャストセグメント工法に最適な構造である。



参考文献

- 1) 今井 勤・佐藤浩一・五十嵐恒夫・則武邦具：P C長大橋の設計と施工，理工図書，pp.1～20，昭和45年2月
- 2) 則武邦具・則久芳行・板井栄次：プレストレストコンクリート橋の計画について，農業土木北海道第11号，pp.26～46，平成元年3月
- 3) P C道路橋計画マニュアル：（社）プレストレストコンクリート建設業協会，pp.23～36，pp.71～86，平成元年11月
- 4) 町田富士夫・広瀬卓蔵ほか：高強度コンクリートを用いたP C桁の設計・施工（1），（2），プレストレストコンクリート，Vol.16，No.4，pp.30～36，Aug.，1974，Vol.16，No.5，pp.36～45，Oct.，1974
- 5) 町田富士夫・宮坂慶男・小須田紀彦・小林栄次郎ほか：岩鼻P Cトラスの設計と施工（1）～（3），プレストレストコンクリート，（1）設計編 Vol.17，No.3，pp.40～55，June，1975，（2）施工編，Vol.17，No.4，pp.4～14，Aug.，1975，（3）試験編，Vol.17，No.5，pp.1～14，Oct.，1975
- 6) 斉藤俊彦・草間 一：久滋線太田名部橋梁（P Cトラス橋）の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol.16，No.4，pp.5～10，Aug.，1974
- 7) 松本嘉司・斉藤俊彦・三浦一郎・峯好武：安家川鉄道橋（上路型プレストレストコンクリートトラス橋）の設計と施工，土木学会論文報告集，No.26，pp.97～111，Aug.，1977
- 8) 青山 豊：岐関大橋の設計・施工について，プレストレストコンクリート，Vol.23，No.6，pp.54～63，Nov.，1981
- 9) 小須田紀彦・鈴木素彦：高強度コンクリートへの応用例－橋梁－，コンクリート工学，Vol.18，No.7，pp.25～28，July，1980
- 10) 道路橋示方書（Ⅲコンクリート橋編）：日本道路協会，pp.85～86，pp.158～159，平成2年2月
- 11) コンクリート標準示方書〔設計編〕：（社）土木学会，pp.23，平成3年9月
- 12) 高強度コンクリート設計施工指針（案）：（社）土木学会，コンクリートライブラリー第47号，pp.33～38，昭和55年9月
- 13) 高強度コンクリートを用いた構造物の設計施工要領：（社）セメント協会，

昭和58年8月

- 14) ACI Committee 363: State of the Art Report on High-Strength Concrete ACI Journal, Vol.81, No.4, pp.364～411, July～Aug., 1984
- 15) CEB-FIP MODEL CODE 1990(Final Draft), Bulletin D'information, No.195, Mar., No.203, July, 1991
- 16) 峯 好武・石原放朗：P Cトラス橋の施工，プレストレストコンクリート，Vol.22，No.3，pp.53～65，Jun.，1980
- 17) 池田尚治・河野広隆・手塚正道：高強度はP C構造物をどう変えるか，セメントコンクリート，No.546，pp.100～111，Aug.，1992
- 18) 沢野耕二・岩崎徹・野々村政一：P Cトラス鉄道橋の張出し施工－久滋線榎木沢橋梁－，コンクリート工学，Vol.16，No.8，pp.36～43，Aug.，1978
- 19) Innovation dans le domaine des structures mixtes : ponts mixtes métal-béton précontraint, AFPC technique générale de la construction, 105, No.459, Nov., 1987
- 20) P C橋の新しい構造事例に関する研究報告書：（社）高速道路調査会，pp.1～84，平成2年9月
- 21) 池田尚治・則武邦具ほか：吊床版構造を活用した自碇式複合P C橋に関する研究（1），（2），プレストレストコンクリート技術協会シンポジウム論文集，pp.41～46，平成3年11月，pp.207～210，平成4年11月
- 22) Innovation dans le domaine des structures mixtes : ponts mixtes métal-béton précontraint, AFPC technique générale de la construction, 103, No.458 Oct.，1987
- 23) Chuah, C.・Shima, H.・Noritake, K. et al: Strength and deformational behaviors of studs embedded in high strength prestressed concrete, コンクリート工学年次論文報告集，No.13-2，pp.1033～1038，1991
- 24) Taylor, P. R.・Torrejon, J. E. (伊東 昇抄訳)：アナシス橋の建設，コンクリート工学，Vol.27，No.5，pp.58～60，May，1989
- 25) Grant, A. (山村正人・岡本裕昭抄訳)：イーストハンチントン橋の設計



- と施工, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.60 ~63, Sept., 1987
- 26) 生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書 : (財) 海洋架橋調査会, pp.1~9, 1985 年3 月
- 27) Boudot, J. et al : Les viaducs de Sylans et des Glacières, IABSE Symposium, Paris-Versailles, pp.493~499, 1987
- 28) Giacomelli, D. and Greunerat, Y. : Les viaducs de Glacières et de Sylans, Travaux, pp.105 ~114, Juillet~ Août, 1989
- 29) W. ボドルニー・J.M. ミューラー (九州橋梁構造工学会誌): ブロック工法によるPC橋の設計と施工, (財) 九州大学出版会, pp.325~331, 平成4 年7 月
- 30) Muller, J. : Ten years of experience in precast segmental construction, PCI Journal, pp.28~61, Jan.~Feb., 1975
- 31) 池田哲夫・西山啓伸・高岡司郎・松村泰年・森元峯夫: プレキャストブロック工法, 日刊工業新聞社, pp.1~27, 1969
- 32) PB研究会 (則久芳行ほか): プレキャストブロック工法の新しい展開, プレストレストコンクリート, Vol.32, No.2, pp.32 ~42, Mar., 1991
- 33) 佐藤浩一・則武邦具ほか: 万国博覧会会場内PC斜張橋について, プレストレストコンクリート, Vol.12, No.3, pp.8~15, May., 1970
- 34) Noritake, K. ・Ikeda, S. et al: Study on a New Construction Method for Concrete Structures Using Suspended Concrete Slabs, FIP Symposium'93, Kyoto, Japan, pp.425~431, Oct., 1993
- 35) 則武邦具・島 弘・河野 清: 高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案, 土木学会論文集, No.490/V-23, May, 1994 (掲載予定)
- 36) Noritake, K. ・Shima, H. ・Kumagai, S. et al : A study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss members, Using High-Strength Concrete, FIP Symposium'93, Kyoto, Japan, pp.319~326, Oct., 1993

### 第3章 高強度コンクリートの材料特性

#### 3.1 まえがき

コンクリートの高強度化、早強化、耐久性の向上は、セメントコンクリートの歴史においてそれぞれの時代の技術者、研究者が努力を重ねてきたテーマである。なかでもコンクリートの高強度化に関しては、コンクリートの構造材料としての高性能化に直接関連することから、数多くの研究が行われ多くの実績があがっている。特に、近年になって建築物の高層化や土木構造物の大型化、スパンの長大化などから、コンクリートの高強度化への関心が高まっている。

1973年頃、わが国でも600~800kgf/cm<sup>2</sup> (58.8 ~78.5MPa)のコンクリートを用いたPC橋<sup>1)</sup>が施工され、現在では圧縮強度が1000kgf/cm<sup>2</sup> (98.1MPa) 程度の高強度コンクリートを比較的容易に製造することができるばかりでなく、さらに高強度を得ることも可能となっている。シリカフュームを混和材として用いることにより、材令一日で1000kgf/cm<sup>2</sup> (98.1MPa) 以上の強度を得た例や、特殊な方法ではあるが、オートクレーブ養生した高強度コンクリートにポリマーに含浸させることで、2500kgf/cm<sup>2</sup> (245MPa)以上の強度<sup>2)</sup>も達成されている。

一方、高強度コンクリートを用いたPC橋に関する技術基準類は、1980年代前半に制定されており、それ以前の研究成果をもとにした指針であるため、圧縮強度としては500~800kgf/cm<sup>2</sup> (49.9~78.5MPa) 程度のコンクリートを対象とした規定値となっている。

本研究は、圧縮強度80~100MPa程度の高強度コンクリートを対象とした新しいPC橋の構造を提案し、それが合理的、かつ、実用的な構造であることを実証するのが目的である。

そこで本章では、まず、高強度コンクリートの化学的特性、物理的特性、力学的特性に関する既往の研究をとりまとめ、本研究で想定している圧縮強度が現在のコンクリート技術レベルで十分実用化できることを明らかにする。つぎに、高強度プレストレストコンクリートの若材令での強度増加、ヤング係数、クリープや乾燥収縮に関する実験的研究の結果から力学的特性について考察する。そして、これらの研究の成果と現行の技術基準類との関係から、高強度コンクリートを用いたPC橋の実用的な設計用値にまで整理する。



### 3.2 既往の研究

#### 3.2.1 化学的特性

##### (1) 高強度の発現機構

###### 1) コンクリートの強度理論

物質は無数の原子あるいは分子から構成されている。原子あるいは分子が切れて分離するときを破壊と考え、その強度を原子あるいは分子の結合エネルギーから求めることができる。ところが供試体で測定した強度は、結合エネルギーから求めた理想強度の1/100~1/10000程度である。この主な原因は材料中に含まれる潜在欠陥による応力集中の影響と考えられる。材料の破壊は、図-3.

2.1 のように、材料に引張力を与えると内部の孔の部分に応力集中が起こり、その部分の応力が母材強度に達し、そこを起点として起こる。例えば、Griffithの理論式<sup>3)</sup>では破壊強度を大きくするには、Eと $\gamma$ を大きくし潜在欠陥 $\alpha$ をできるだけ小さくすればよいことになる。しかし、

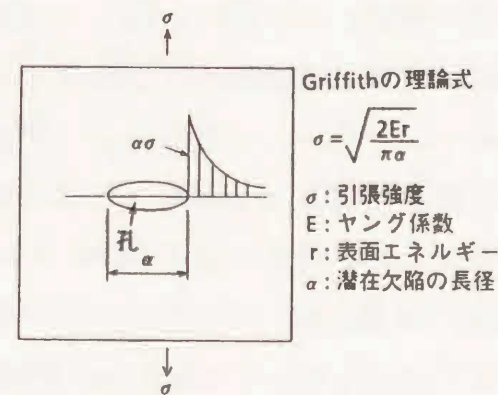


図-3.2.1 応力集中モデル

コンクリートは粗骨材を分散相とし、モルタルを母材相とする2相複合材料で、その破壊過程は分散相、母材相および両者の界面におけるマイクロクラックの発生、進展によって特徴づけられる。したがって、力学モデルによる理論的解析のコンクリートの破壊挙動が実際のコンクリートの破壊挙動にどのように関連づけられるという点で問題が残る。実用的に用いるコンクリートの圧縮強度は供試体という一種の構造体の耐力である。一般的に言えばコンクリートの圧縮強度に関する理論は、水セメント比説や空げき比説などの経験則としての空げき率(ポロシティー)依存則に基づくものである。空げき率を減少させることがコンクリートの圧縮強度を増加させることになることが確認されている<sup>4) 5) 6)</sup>。

###### 2) コンクリートの高強度化の手法

コンクリートは、セメント・水・細骨材・粗骨材・混和材料よりなる複合材料である。粒子の大きさから分類するとセメントと水からなる結合材と細骨材と粗骨材の骨材との2相材料と考えることができる。コンクリートの高強度化

するためには、およそ次に述べる3つの方法が考えられる。

##### ① 結合材(セメントペースト)自体の高強度化

コンクリートの結合材であるセメントペースト中にはゲル空げき、毛細管空げき、間げき水、空気泡、ブリージングによる骨材下側の空げき、温度変化、乾燥収縮に起因する微小ひびわれなどが存在している。したがって、これらの空げきを減少させることが高強度化につながる。

セメントペーストは、図-3.2.

2に示すように、セメント物(セメントゲル)、未水和セメント、毛細管空げき、ゲル空げきおよび潜在空気に基づく空げきから構成され個々の成分が容積百分率で示される<sup>7)</sup>。図から水セメント比が40%を超えるとセメントは完全に水和し、それ以下では未水和セメントの残ることがわかる。また、水セメント比が大きいほど、ポロシチーが増大することがわかる。これら

空げきの中でも特に毛細管空げきと潜在空気に基づく空げきからなる直径10 $\mu$ m以上の空げきを減少させることが高強度化につながる。セメントペーストの圧縮強度と空げき率の関係を図-3.2.3<sup>8)</sup>に示す。

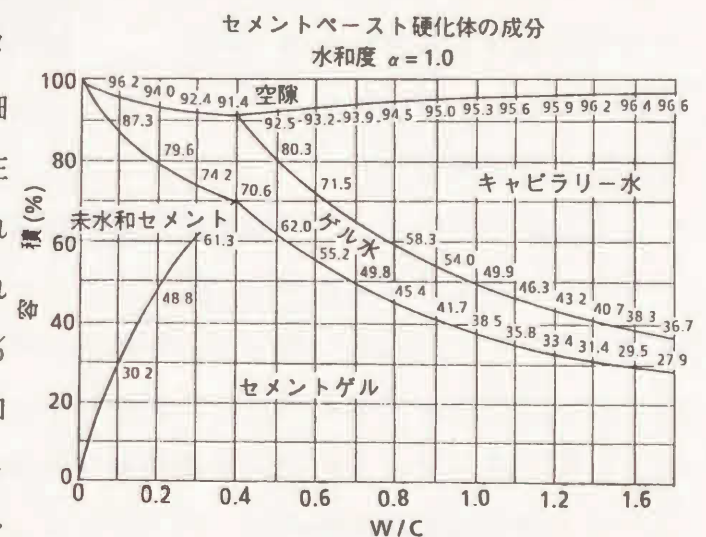
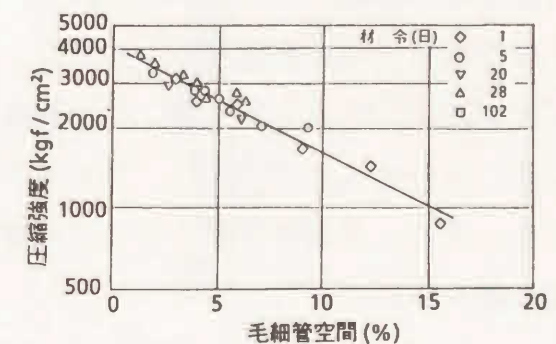


図-3.2.2 種々のW/Cにおけるセメント硬化体中の個々の成分の容積百分率(水和度100%)



すなわち、水セメント比をできるだけ低減させると同時に、水和物量の増加によりポロシチーを減少させる。また、成形法の工夫<sup>1) 8)</sup>や他材料の充填による空げき減少策などが有効となる。

##### ② 結合材と骨材との界面の結合力の増強

コンクリート中のセメントペーストには、骨材相互を付着させることの他に、



骨材粒子間のマトリックス部分の強度を保持する役割がある。通常コンクリートの破壊は骨材とペーストとの界面で起きる。

コンクリートの強度発現にとって最大の弱点は、セメントペーストと骨材との接着、すなわち、両者の界面の結合力が小さいことで、

このことがコンクリートの強度の主な支配要因となっている。セメントペーストと骨材の界面付近の状態は、図-3.2.4に示すような粗な空げきに富む特徴ある遷移帯<sup>9) 10)</sup> (transition zone)が形成されている。結合材と骨材の界面の結合力は、この微細構造に大きく支配される。その理由は、この界面領域は20~50 $\mu$ m位の厚さであるが、大きな水酸化カルシウムCa(OH)<sub>2</sub>(以下CH)の結晶を多く含んでおり、他のセメントペースト部分よりも相当に多孔質である。中間層にはCHやエトリンガイトの粗大結晶と少量のケイ酸カルシウム水和物(CSH)が分布しており、強度発現にとって好ましくない状態を呈している。この微細構造部分は練り混ぜ法、混和材の使用によるポゾラン反応などによってCSHを生成し、粗大なCHを消費させる。また、一方では、界面領域に存在する多くの空げきが微粒子によって充填され、界面領域は緻密化し、界面の結合力が增加される。この他にセメントペースト自体の接着性の改善にポリマー結合材で代替するものや、反応性をもつクリンカー骨材を用いる試みなども行われている。

### ③最適骨材の選択<sup>6) 10)</sup>

900~1000kgf/cm<sup>2</sup>を超える高強度コンクリートでは骨材で破壊する割合が多い。骨材選択の各種要因の中でも重要なものは、強度、付着、最大寸法および粒度分布である。すなわち、骨材は付着のよい表面状態で、それ自体の強度も高い良品質の硬質骨材を選択する。さらに、粒度分布は最大寸法10mm以下で最密充填状態とする。この他、結合材のタフネスの改善に骨材の一部を各種の短繊維で代替することもある。

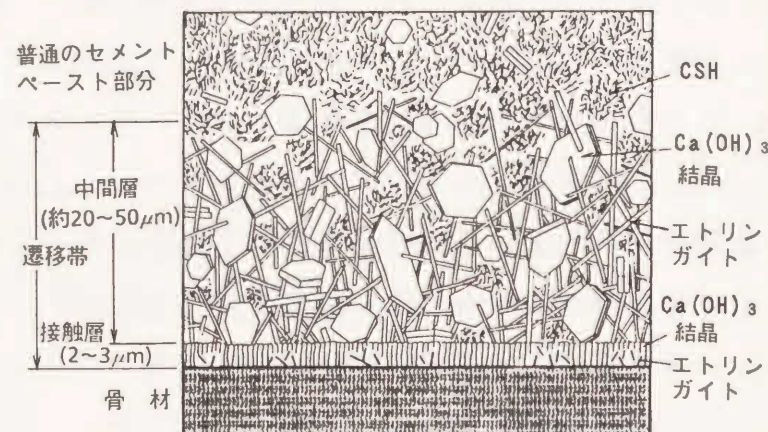


図-3.2.4 セメントペースト-骨材界面の微細構造の模式図

## (2) 高性能AE減水剤の利用

高性能AE減水剤は、高い減水性と適度なAE性およびスランプ保持性を有する混和剤で、適度な空気連行性を有し現場施工に適している。現在わが国で

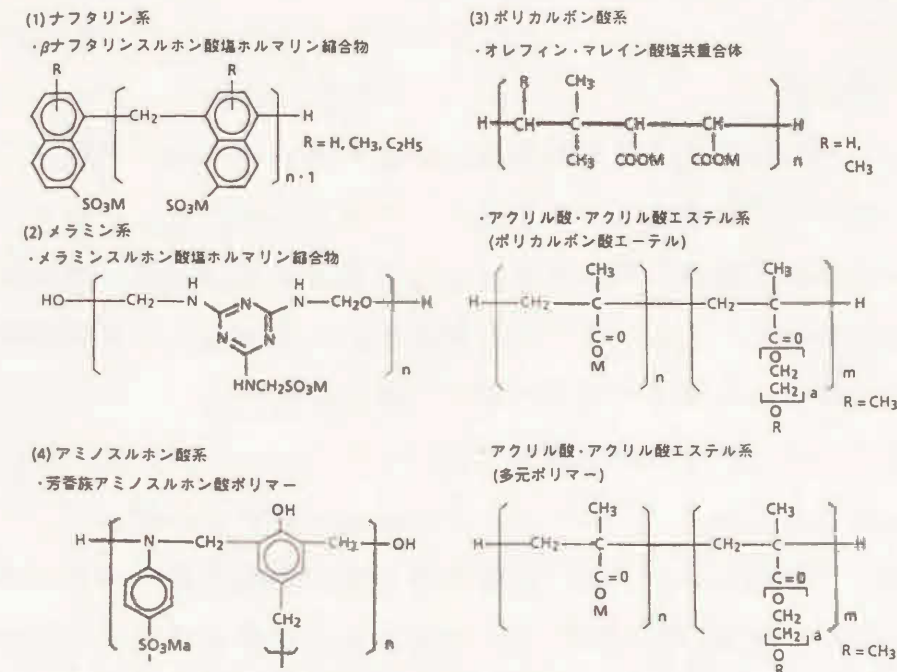


図-3.2.5 高性能AE減水剤の主要成分の推定化学構造式

利用されている高性能AE減水剤は、主成分別にナフタリン系、ポリカルボン酸、メラミン系、アミノスルホン酸系の4つに分類される(図-3.2.5)<sup>11)</sup>。

高強度コンクリートを製造するするために低水セメント比化をめざすためには、結合材粒子(セメント、スラグ、シリカフェームなどを指す)で分散性を高める必要がある。

セメントペースト中のセメント粒子は、大きな界面自由エネルギーを持ち、これを下げるため溶液中から分散剤などの種々の物質を吸着し、図-3.2.6に示すように、拡散電気二重層を形成するものと考えられる

<sup>1) 11)</sup>。図はナフタリンの高性能減水剤の

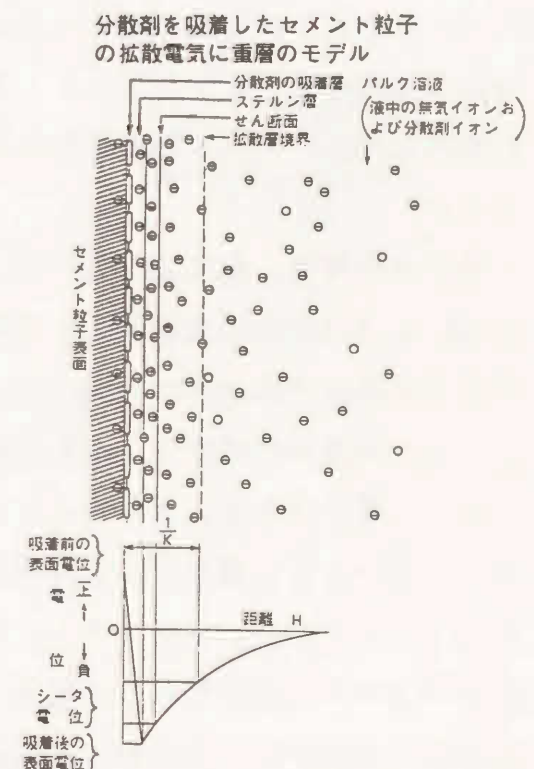


図-3.2.6 分散剤を吸収したセメント粒子の拡散電気二重層のモデル



モデルを示すが、負に帯電することでセメント粒子は分散し凝集しにくくなるのである。

### (3) 混和材の利用

#### 1) 高強度用混和材

コンクリートの高強度化の基本原則は、前述のようにコンクリート（セメントペースト）中の空げきを少なくすることである。

混和材には水和生成物量を増加させることで空げきを減少させるものと、空げき充填効果を利用したものがある。前者はエトリンガイト系の混和材であり、超微粉系材料はこの両方の効果で利用される。

#### ① 水和生成物増大による高強度化<sup>12)</sup>

セメント水和物を生成させてコンクリート硬化体中の毛細管空げきを減少させる方法には、一般的に水セメント間の水和反応が長期的にわたる反応であることから、その反応期間（養生期間）を十分にとることが前提となる。一方ではその反応期間を短縮させる有効な手段として、オートクレープ養生や蒸気養生などによる促進養生がある。

セメント材料としては、表 3.2.1 に示すようにその鉱物組成として強度発現に寄与する  $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ （「エーライト」または「アリット」）を多く含む早強ポルトランドセメントがあげられる。また場所打ちの高強度コンクリートには、セメント水和熱により長期的な強度発現性が低下するような問題から低発熱性セメントや  $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ （「ビーライト」または「ベリット」）を多く含む中庸熱

表 3.2.1 各種セメントの組成と機能

種 類	組成例 (%)				機 能
	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF	
普通	50	26	9	9	—
早強	67	9	8	8	早期強度
超早	68	6	8	8	1日強度
中庸熱	48	30	5	11	低発熱
耐硫酸塩	57	23	2	13	化学抵抗性
低熱	28	56	2	8	低発熱

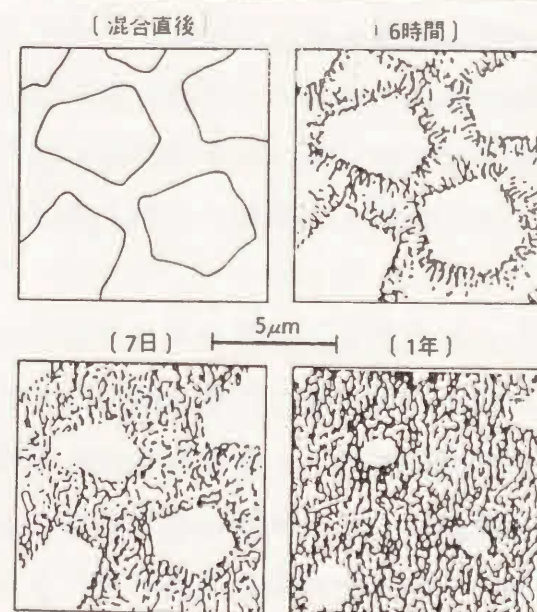


図 3.2.7 水和に伴う組織の変化

ポルトランドセメントや最近開発された低熱セメントなどがある。これらの水和形態は、いずれもカルシウムシリケート水和物と水酸化カルシウム ( $\text{CaOH}_2$ ) を生成するカルシウムシリケートの水和反応である。水和物には、このほかエトリンガイト (AFt相) やモノサルフェート (AFm相) などのコロイド状物質などの結晶性物質から構成される。

図 3.2.7 はセメントの水和反応の進行に伴う組織変化を示す。水和進行に伴ってセメント粒子間の空げきが水和物生成によって充填される。しかし、完全に埋められることはできないので高強度化や耐久性の実用上の限界となる。そこで水和生成物をより積極的に増大させ空げきを減少させることを目的に開発されたものが、水和物であるエトリンガイト ( $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{CaSO}_4 \cdot 31 \sim 32\text{H}_2\text{O}$ ) に着目した無水せっこう系の高強度混和材である。エトリンガイトの生成反応

制御は、その化学組成や鉱物組成の選定に 図 3.2.9 養生方法と強度発現性状によって可能となる。図 3.2.8 に示すように  $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SO}_3$  系混和材で、CaO に富む場合は膨張性が、 $\text{SO}_3$  は高強度化に利用され、 $\text{Al}_2\text{O}_3$  で急硬性が顕著となる。エトリンガイト系高強度混和材は通常高性能減水剤と併用され、図 3.2.9 に示すような強度特性を示し、高強度コンクリートの実現を可能にしている。また、養生手段として蒸気養生などの促進養生を行わなくとも高強度化が図れる。

#### ② シリカフューム<sup>13)</sup>

高強度用混和材の代表であるシリカフュームについて述べる。シリカフュームは、フェロシリコン製造時に発生するシリカガスを集塵したもので、産業副産物の一種である。シリカフュームは、球形をしており、その粒子の大きさは  $1\mu\text{m}$  以下、平均直径は  $0.1\mu\text{m}$  程度の超微粒子で、比表面積は平均的に約 20 万



図 3.2.8  $\text{CaO} - \text{Al}_2\text{O}_3 - \text{SO}_3$  系混和剤の機能と化学組成

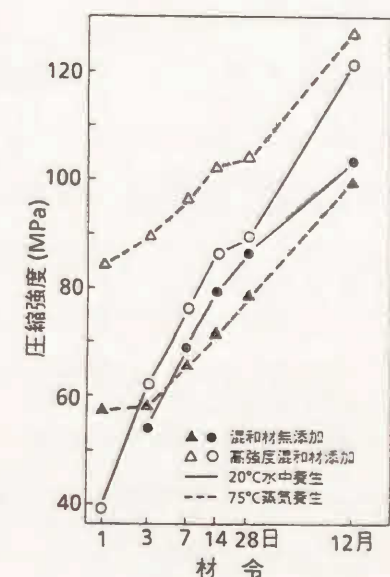


図 3.2.9 養生方法と強度発現性状



cm<sup>3</sup>/gである。普通ポルトランドセメントは平均粒径が20~30μmであるから、シリカフュームがいかに超微粒子であるかがわかる。

シリカフュームをコンクリート中に混合すると、セメント粒子間にできる空げきの部分に集まり、水和過程で生ずる水酸化カルシウムと急速に反応する。この反応はその粒子の細かいほど速い。このような空げき充填性とポゾラン活性で、コンクリートが高強度化する。その化学成分は表-3.2.2に示すように、使用する原料、主製品の種類、国によって、あるいは製造方法によって種々に変化する。しかし、化学成分の大部分はSiO<sub>2</sub>で含有量80%以上のものが多い。

所要のスランプを得るのに必要な単位水量は、図-3.2.10に示すように、シリカフューム置換率が增大するほど増加させなければならない。そこでこの増大を防止するため高性能減水剤を併用するのである。

セメントペーストにシリカフュームを加えて攪拌すると、コンクリートの粘性が増大し、球形であることから流動性が付加され、これがコンクリートの高強度化と同時にハイパフォーマンス化を可能にする。高性能減水剤と併用し、コンクリートの水セメント比18%程度で、強度1000kgf/cm<sup>2</sup>以上のコンクリートが容易に得られる。また、硬質の骨材を使用すれば2000kgf/cm<sup>2</sup>以上の高強度を得ることもできる。

#### (4) 養生による高強度化

##### 1) セメントの水和反応<sup>(4)</sup>

表-3.2.2 シリカフュームの化学成分

化学成分	オーストリア	アメリカとカナダ 15 工場		ノルウェーの工場の代表的値		基準値*
		最小値	最大値	フェロシリコン	シリコンメタル	
SiO <sub>2</sub>	88.60	63.30	96.00	86~92	94~98	87~94
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.44	0.10	5.45	0.2~0.6	0.10~0.40	0.6~1.4
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	2.58	0.10	12.20	0.1~1.0	0.02~0.15	0.5~2.0
C	3.00	1.75	10.00	0.8~3.0	0.2~2.0	0.8~2.0

\*ノルウェー-Norcem 社で市販されている製品

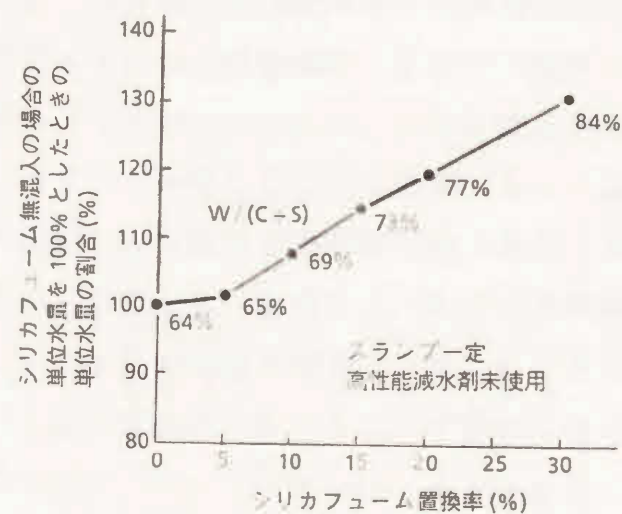


図-3.2.10 シリカフューム置換率と単位水量

一般的に水とセメント間の水和反応は長期間にわたる。この期間を短縮させる有効な手段が蒸気養生やオートクレーブ養生などの促進養生である。

セメントの水和における養生温度の影響は、主として水和生成物の相組成と水和速度の変化となって認められる。100℃以下の温度域では温度が高いほど初期の水和が促進されるが、長期的にみた場合は複雑な挙動を示す。一方、水和生成物は100℃以下の場合では、本質的に養生温度と無関係である。

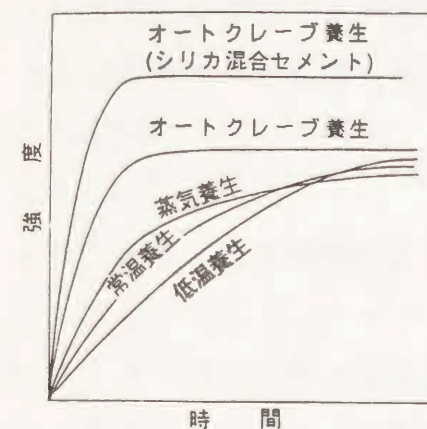


図-3.2.11 養生方法による材令と強度の概念図

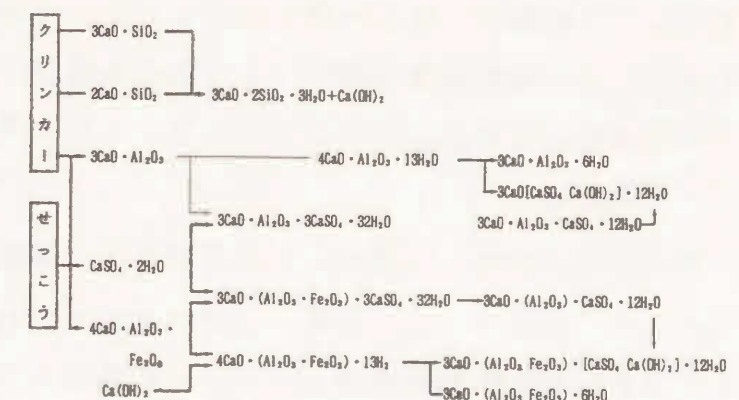


図-3.2.12 ポルトランドセメントの水和反応

図-3.2.11は、各養生方法によるセメント硬化体の強度と材令の関係を概念的に示したものであるが、養生温度による影響が大きいことがわかる。

図-3.2.12はポルトランドセメントの定性的な水和反応式を示している。実

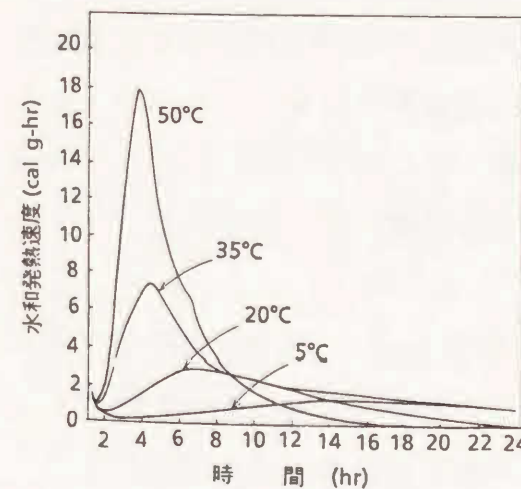


図-3.2.13 ポルトランドセメントの初期水和発熱速度曲線

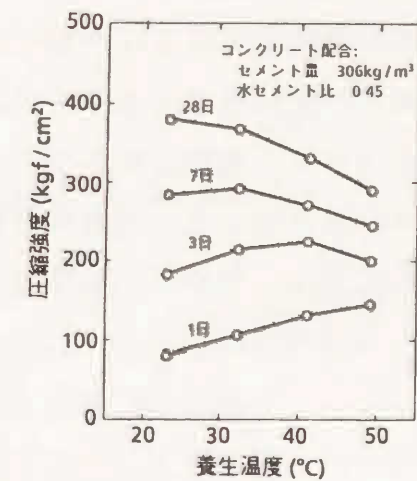


図-3.2.14 コンクリートの圧縮強度に対する養生温度の影響例

際には、非常に複雑な多成分系の反応であり、温度によっても微妙に変化する。



セメントの水和反応では、セメント中に約75%を占める $C_3S$ 、 $C_2S$ などのカルシウムシリケート相が硬化および強度発現の主役を演じる。図-3.2.13はポルトランドセメントの温度による水和発熱速度の差を示すように、図中のピークは第2ピークと呼ばれるものであり $C_3S$ の水和発熱に依存する。このことからセメントの初期反応は、温度が高くなるほど促進されることがわかる。図-3.2.14にコンクリート圧縮強度と養生温度の関係例を示すように、強度に対する養生温度の影響は、材令が長くなるにつれて差が小さくなり、養生温度が高くなると、逆に長期強度は低下することとなる。これはコンクリートの養生において重要な現象である。

## 2) 蒸気養生

蒸気養生の場合、高温になるほど短時間に強度発現が増進する。このことはセメント二次製品の工期短縮と結びつき広く利用<sup>15)</sup>されている。コンクリートの初期の強度発現は促進されるが、長期における強度の伸びがなくなることとも知られている。これはセメントの水和生成物の形態や反応速度との関連で、蒸気養生による水和生成物の結晶性がよくなり、比表面積が減少してゲル粒子間の結合力が低くなるためか、あるいは緻密さの部分的不均一性によるためと考えられている。

## 3) オートクレープ養生

オートクレープ養生は、一般的に180~200℃の温度で飽和蒸気(絶対圧で10~16気圧)のもとで行う促進養生である。セメントの水和反応の促進の理由は、水の作用が活発になるとともに、混合材などの溶解度が大きくなる。シリカあるいはシリケート表面に水がつくと、 $Si$ と結合している $O^{2-}(OH)^-$ となり、 $Si-O$ 四面体の結合がゆるみ、これが内部に伝わって結晶構造に乱れを生じ、化学反応や構造転移が生じやすくなるのである。

オートクレープ養生では、Tobermorite (トベルモライト)<sup>1)</sup>など特定のカルシウムシリケート水和物を多量に生成させ、これが強度発現に大きく寄与する。オートクレープ養生では、養生中の温度上昇と降下の速度が特にポイントで、早すぎるとコンクリートはもろくなり、降下速度が早すぎるとひびわれが発生する。また、過熱蒸気では脱水作用の原因となる。

## 3.2.2 物理的特性

### (1) 圧縮強度

#### 1) セメント量と圧縮強度<sup>1)</sup>

圧縮強度はセメント量が300~500kg/m<sup>3</sup>で、伸びが大きいとそれ以上になると鈍化する(図-3.2.15)。単位セメント量が500kg/m<sup>3</sup>を超すと、単位水量の増加が著しく、水セメント比が低下しないためである。

#### 2) セメント水比と圧縮強度<sup>16)</sup>

セメント水比と圧縮強度の間に直線関係(図-3.2.16)が成り立ち、高強度用減水剤の使用やオートクレープ養生によってより強度がたかくなり、上方へ移行する。

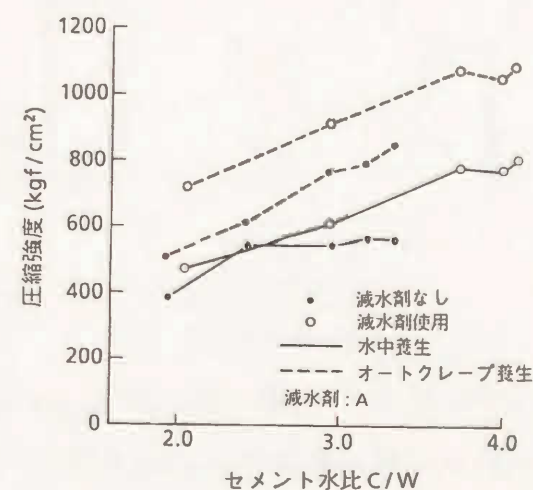
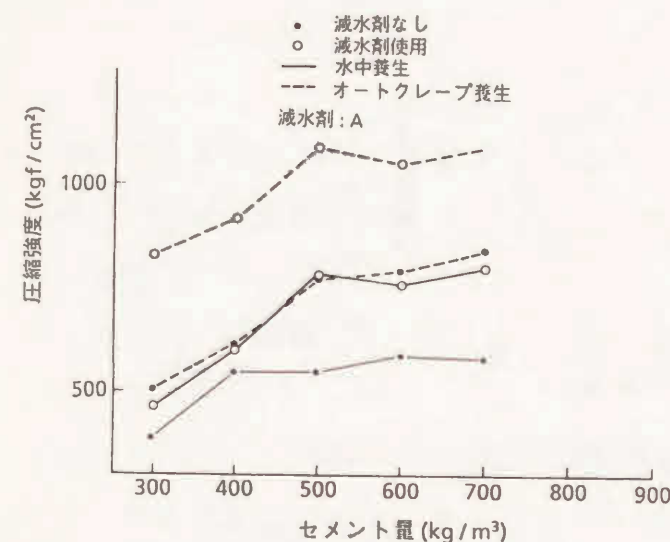


図-3.2.15 圧縮強度とセメント量の関係 図-3.2.16 セメント水比と圧縮強度との関係

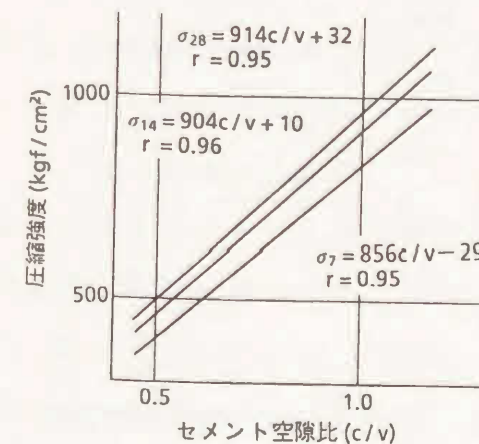


図-3.2.17 空げき比と圧縮強度との関係

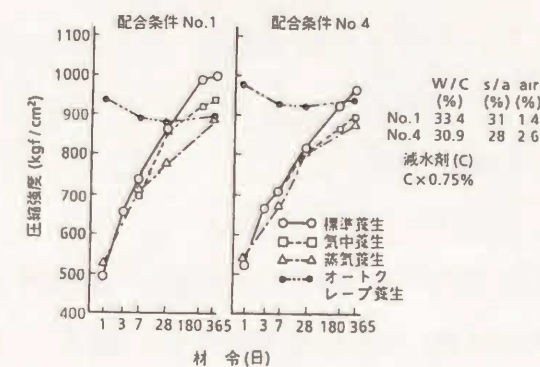


図-3.2.18 圧縮強度と材令との関係



### 3) セメント空隙比と圧縮強度<sup>17)</sup>

強度の実験式が図-3.2.17の図中にセメント空隙比説で提案されている。

### 4) 材令と圧縮強度<sup>18)</sup>

材令と圧縮強度の関係を図-3.2.18に示す。標準養生、気中養生および蒸気養生を行う場合は材令とともに圧縮強度も増加しているが、オートクレープ養生を行う場合は材令28日までは減少している。

### 5) 粗骨材の破砕値と圧縮強度<sup>1)</sup>

図-3.2.19に示すように、使用する骨材の破砕値が小さいほど高強度となる。

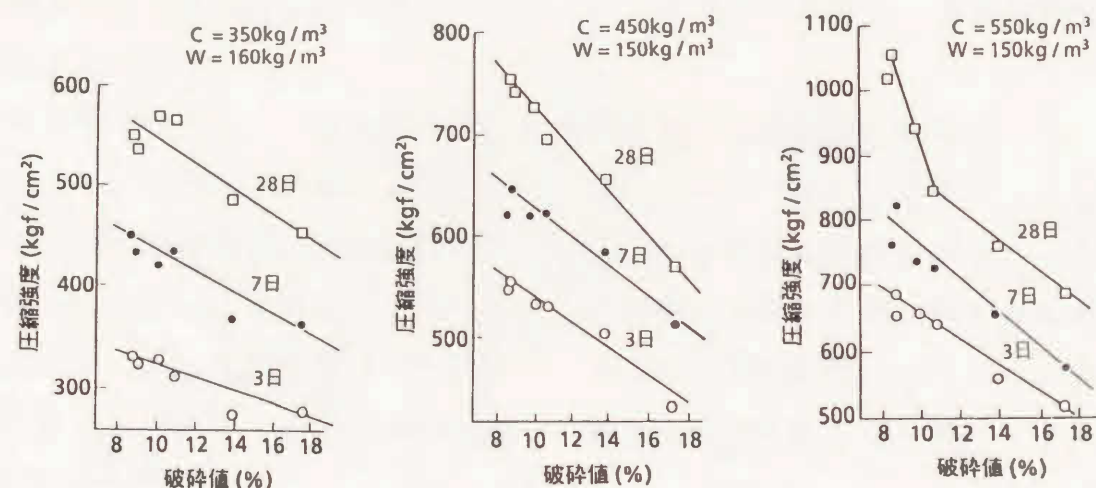


図-3.2.19 骨材の破砕値と圧縮強度の関係

### 6) 練り混ぜ時温度と圧縮強度<sup>1)</sup>

水中養生を行う場合、反応の初期に高温となると長期的な強度が低下する。促進気養生を行う場合は、練り混ぜ時の温度の影響は小さいと考えられる(図-3.2.20)。

### (2) その他の強度

#### 1) 引張強度<sup>19)</sup>

引張強度は、圧縮強度800kgf/cm²のときの強度で比較してみると、水中、蒸気、オートクレープの順に促進養生を行う場合の強度が低くなる(図-3.2.21)。

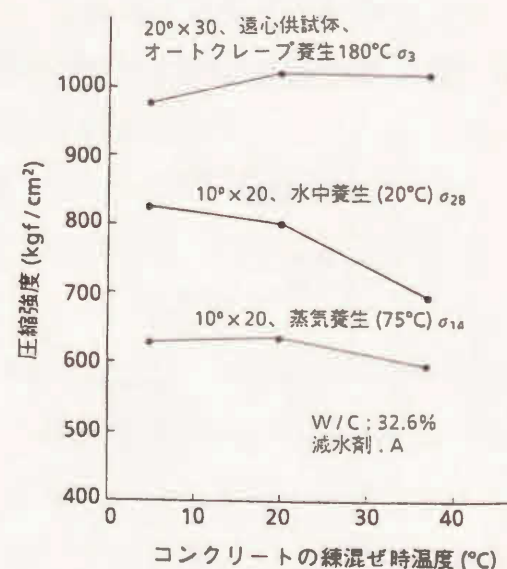


図-3.2.20 コンクリートの練混ぜ温度と圧縮強度の関係

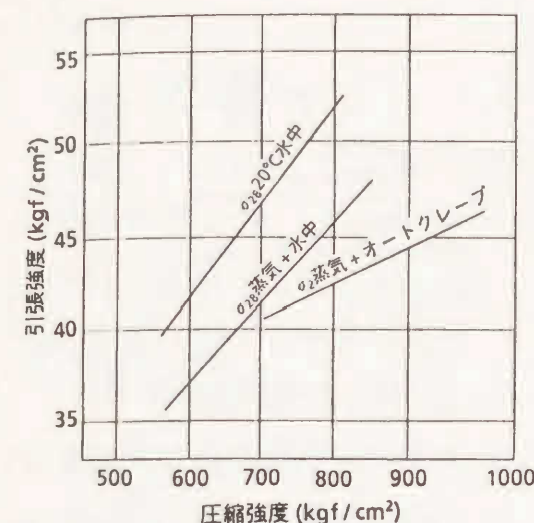


図-3.2.21 圧縮強度と引張強度の関係 (セメント協会)

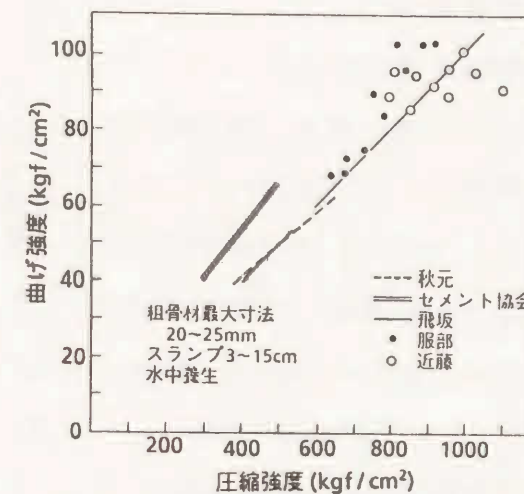


図-3.2.22 曲げ強度と圧縮強度の関係 (セメント協会)

### 2) 曲げ強度<sup>20)</sup>

水中養生を行う場合、圧縮強度が300~1000kgf/cm²では、曲げ強度は圧縮強度の約1/10(図-3.2.22)とほぼ一定である。

### 3) 疲労強度<sup>16) 21)</sup>

図-3.2.23に示すように、圧縮疲労強度は養生によってほとんど変わらないことがわかる。

図-3.2.24はオートクレープ養生による高強度コンクリートと圧縮強度230~480kgf/cm²程度の普通コンクリートを比較<sup>22)</sup>する。高強度コンクリートの疲労強度は、普通強度コンクリートと同様に、圧縮強度の0.55程度であることがわかる。しかし、

図-3.2.25に示すように、同一のコンクリートでも湿潤条件下では、その限度が小さくなることが指摘されている<sup>19)</sup>。

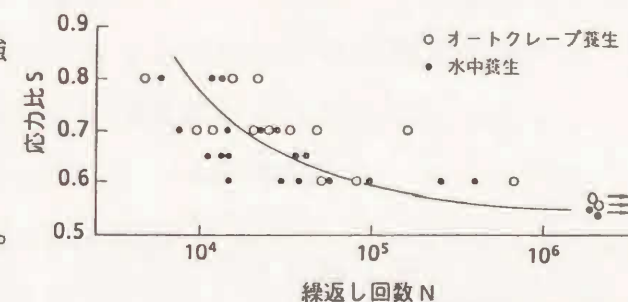


図-3.2.23 圧縮疲労強度 (P C 技術協会)

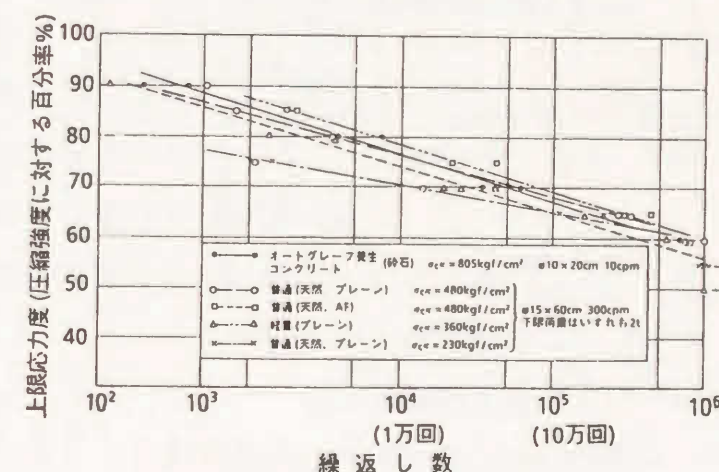


図-3.2.24 高強度と普通コンクリートの圧縮疲労試験



#### 4) 付着強度<sup>1)</sup>

圧縮強度が500kgf/cm<sup>2</sup>のコンクリートでは、最大付着強度は圧縮強度40～50%となっているのに対し、1000kgf/cm<sup>2</sup>付近での付着強度は圧縮強度に対して30%にすぎないことがわかる(図-3.2.26)。

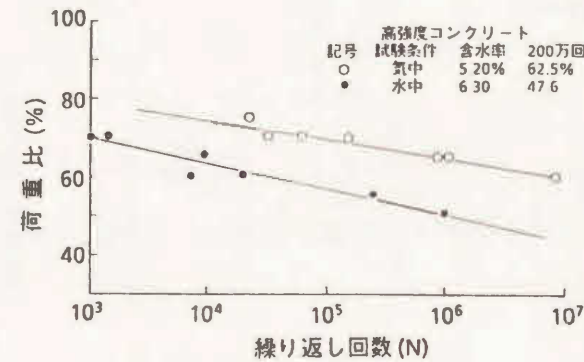


図-3.2.25 圧縮疲労強度に及ぼす試験条件の影響(セメント協会)

#### 5) 初期強度<sup>1)</sup>

高強度用減水剤を用いることにより初期強度は増大する(表-3.2.2)。これによると、添加率1%のときがピークであり、材令4～28日においても未使用時に比べ約10%増加しているが、特に材令1日では37%と大きい値を示している。このことは型枠の早期脱型の必要なコンクリート工場製品には有利となる。

表-3.2.2 メラミン系混和剤を過剰添付したコンクリートの圧縮強度

減水剤 添加率 (%)	水セメント比	空気量 (%)	比重(g/cm <sup>3</sup> )		圧縮強度(kgf/cm <sup>2</sup> )			
			1日	28日	1日	3日	14日	28日
0	0.40	1.35	2.53	2.50	(100)	(100)	(100)	(100)
1	0.40	0.60	2.59	2.54	150	392	513	547
4	0.40	1.00	2.56	2.52	(137)	(115)	(110)	(114)
8	0.40	1.20	2.53	2.51	205	45	562	624
10	0.40	1.30	2.53	2.50	(130)	(109)	(111)	(107)
					195	426	570	587
					(75)	(96)	(97)	(101)
					113	384	497	555
					(77)	(99)	(96)	(98)
					116	388	490	536

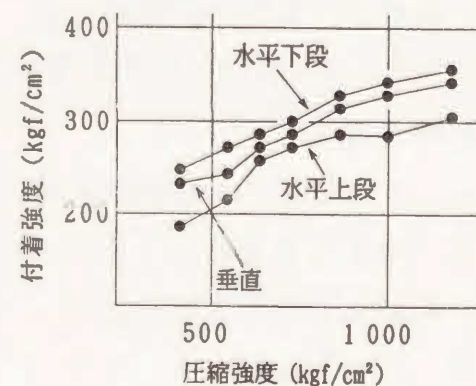


図-3.2.26 付着強度試験値

#### 3.2.3 力学的特性

##### (1) 応力-ひずみ関係

高強度コンクリートは、最高強度に至るまではほぼ直線的であり、最高強度を超えると急激に強度が低下する<sup>2,3)</sup>。すなわち、図-3.2.27で示すように脆性的な破壊を呈する。しかし構造材としての変形限界は、主として補強材の特性に左右されるので、高強度コンクリートを用いた構造物も、その設計が適切であれば、脆性的な性状は示さない<sup>2,4) 2,5)</sup>。

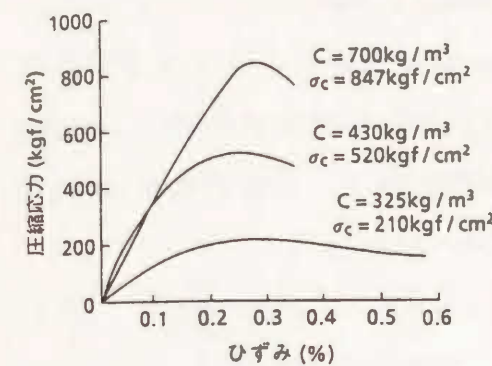


図-3.2.27 応力-ひずみ曲線の一例

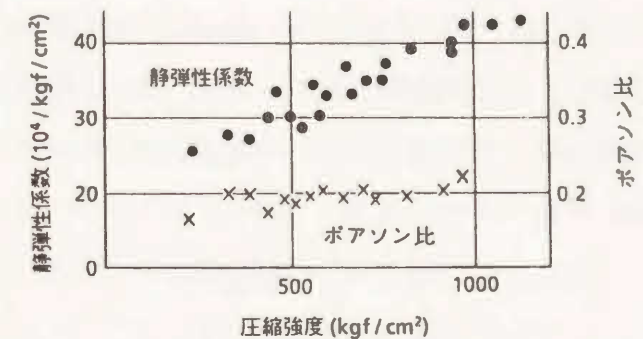
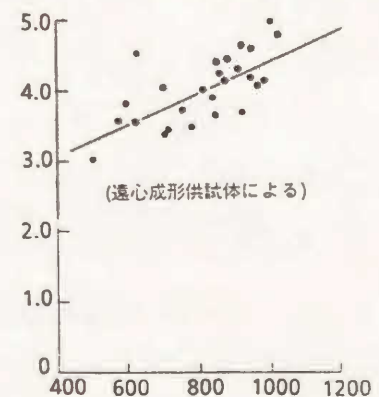


図-3.2.29 静弾性係数およびポアソン比試験値

##### (2) ヤング係数<sup>1,6)</sup>

ヤング係数は圧縮強度の大きいほど大きくなる。しかし圧縮強度が600kgf/cm<sup>2</sup>を超えると強度が増加しても4.2×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup>程度まで、さほど大きくならない(図-3.2.28)。また、ヤング係数は骨材の品質および養生方法の影響を受ける。たとえば、硬質砂岩の砕砂・砕石を使用すると圧縮強度は高くなるがヤング係数の値は小さくなる。チャートの砕砂・砕石を使用すると、圧縮強度は低い、ヤング係数は大きくなる。養生方法による影響は促進養生を行う場合、特にオートクレーブ養生を行う場合に低くなる。

オートクレーブ養生(西、大塩、福沢)



普通養生(PC技術協会)

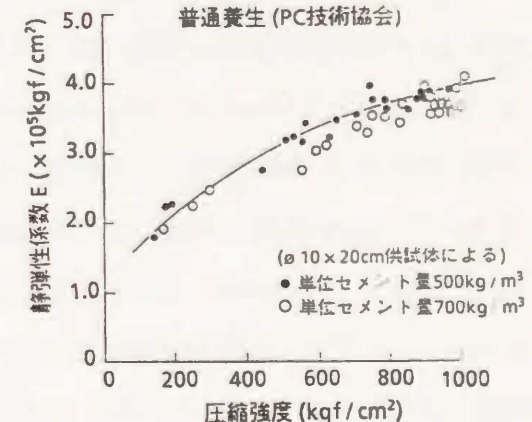


図-3.2.28 静弾性係数と圧縮強度の関係

##### (3) ポアソン比<sup>1)</sup>

ポアソン比は応力の大きさにかかわらずほぼ一定値で、破壊近くになると急激に大きくなる傾向がある。図-3.2.29は圧縮強度の1/3点におけるポアソン比を示すが、ポアソン比は圧縮強度の変化にもかかわらず、0.2前後である。



(4) 乾燥収縮およびクリープ<sup>28)</sup>

乾燥を開始した時点の圧縮強度の高いほど乾燥収縮が小さい。オートクレープの場合、乾燥収縮は水中養生を行う場合に比べ1/2程度に小さくなる(図-3.2.30)。これは高強度コンクリートは逸散水量が少ないためである。つまり、径の大きい空隙が生じ、発生する毛管張力が小さいので、乾燥収縮が小さくなると考えられる。

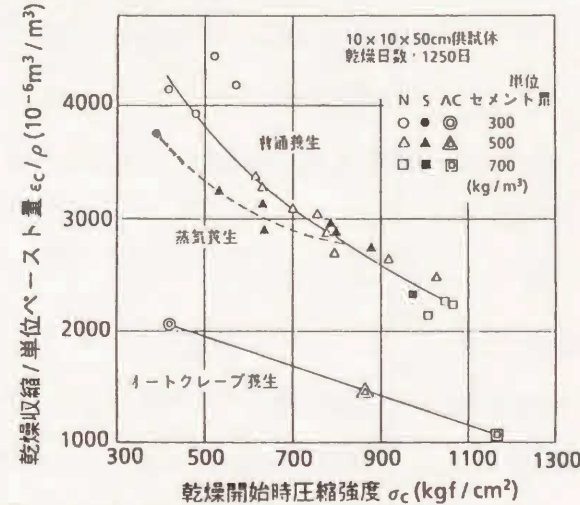


図-3.2.30 乾燥収縮/単位ペースト量と

乾燥開始時圧縮強度の関係

クリープは圧縮強度が増加するにつれて小さくなり、オートクレープ養生では小さくなる。特に1100kgf/cm<sup>2</sup>以上の高強度の場合に著しく小さくなることからわかる(図-3.2.31)。供試体の保管場所が空中の場合、水中よりクリープは大きい、圧縮強度が増加するにつれてその差が小さくなり、1000kgf/cm<sup>2</sup>以上ではほぼ一致している。しかし、蒸気養生後にプレストレスを導入した後オートクレープ養生をするとクリープは著しく増大する(図-3.2.32)<sup>27)</sup>。

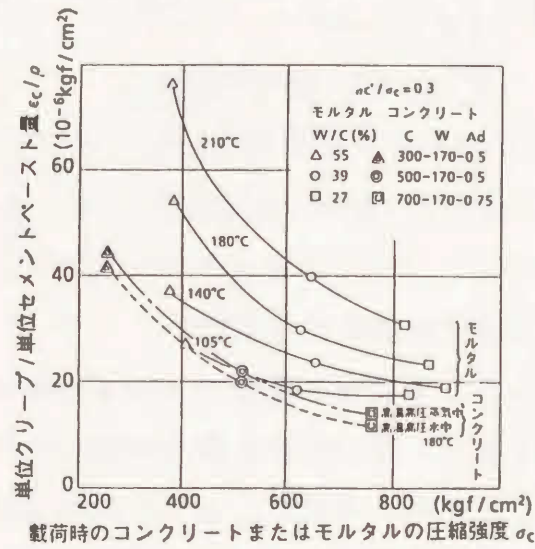


図-3.2.32 オートクレープ養生の

クリープ(米倉)

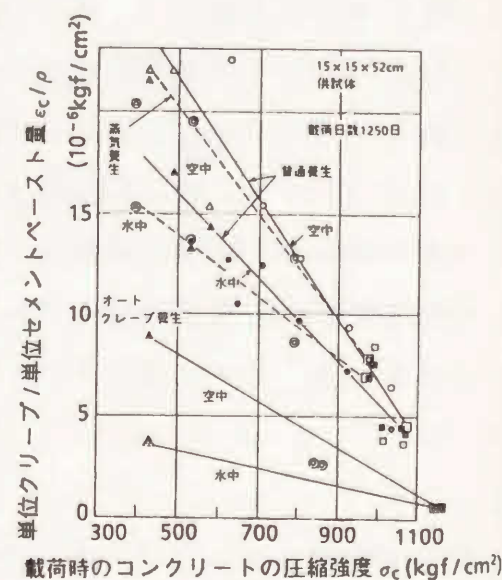


図-3.2.31 単位クリープ/単位セメントペースト量と載荷時コンクリートの圧縮強度との関係

(5) 破壊に対する抵抗性<sup>1)</sup>

コンクリートを圧縮载荷すると、粗骨材とモルタルの境界にボンドクラックというマイクロクラックが生じる。さらに荷重を増大させるとそれらのボンド

クラックを結ぶようにモルタルクラックが生じる。やがてボンドクラックとモルタルクラックは連結し、複合クラックと呼ばれる非常に不安定な破壊クラックが発生する。図-3.2.33は圧縮強度と複合ひびわれの本数、図-3.2.34は圧縮強度と複合ひびわれの長さについて示したものである。普通コンクリートの場合、圧縮強度の70%で複合ひびわれが発生するにもかかわらず、高強度コンクリートでは、圧縮強度の90%以上载荷してようやく複合ひびわれが生じている。これは高強度コンクリートのほうが、持続荷重による強度の圧縮強度に対する比が大きくても、破壊しにくいことを示している。

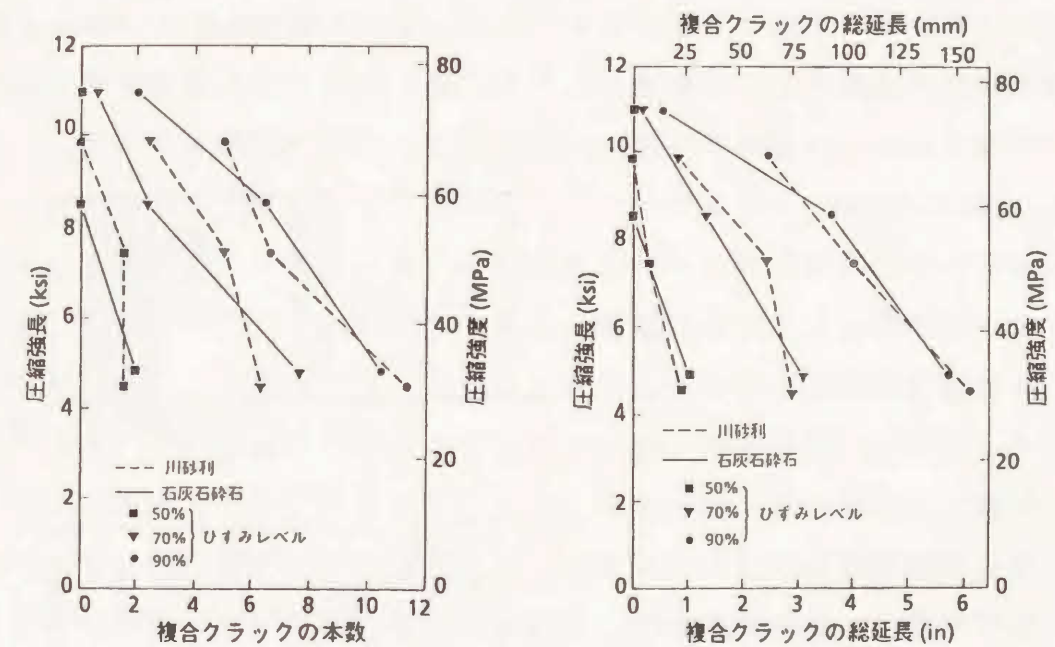


図-3.2.33 複合クラックの数と圧縮強度

図-3.2.34 複合クラックの総延長と

圧縮強度

3.2.4 現場施工上の課題

(1) はじめに

本研究での対象強度は80~100MPa程度で、しかも構造部材は全てプレキャスト化することを前提としている。一般にプレキャスト製品というと工場で製作される比較的小型の部材というイメージがあるが、ここでは施工現場周辺で製作される大型部材や、現場移動工場での製品なども含めたプレキャストセグメントと考えている。そして、様々な研究や各種材料の開発、進歩により理論上はかなりの高強度のコンクリートまで製造や施工が可能になっている。

本研究での対象圧縮強度のものを工場製品として製作することに関しては、



①従来のコンクリート技術によって、②一般的な骨材を用いて通常の品質管理を行い、③促進養生を行えば、製造、施工上何ら技術的、経済的問題はない。

そこでここでは、高強度コンクリートの現場施工について、今後の発展性のうえからコンクリート技術上の課題を文献<sup>28)</sup>から紹介しておく。

## (2) 現場におけるワーカビリティの評価

高強度コンクリートはプレキャスト製品や品質管理の優れた工場で使用される場合には問題とすべき点はない。つまり、多少のワーカビリティの悪さは工場での品質管理体制でカバーできるからである。しかし高強度コンクリートを施工現場で使用する場合には、水セメント比が低く抑えられて製造されるので、

いくら高性能 A E 減水剤を用いてスランプの大きいフレッシュコンクリートになっても、普通コンクリートのそれと比べて、明らかに粘性が高くなる。施工現場においてフレッシュコンクリートのワーカビリティを評価する指標となるものは、スランプ値やフロー値のみである。ポンプ圧送性、材料分離性、振動締固め性などは、施工にあたって必要な項目ではあるが、いずれも数値で示されるような定量的な評価方法は確立されておらず、指針がないのが現状である。高強度コンクリートの特徴的な点は、スランプが大きいこと、粘性が大きいこと、ブリージングが少ないことである。これらはすべてフレッシュコンクリートの特性としては優れていることばかりである。スランプが大きいことは、ワーカビリ

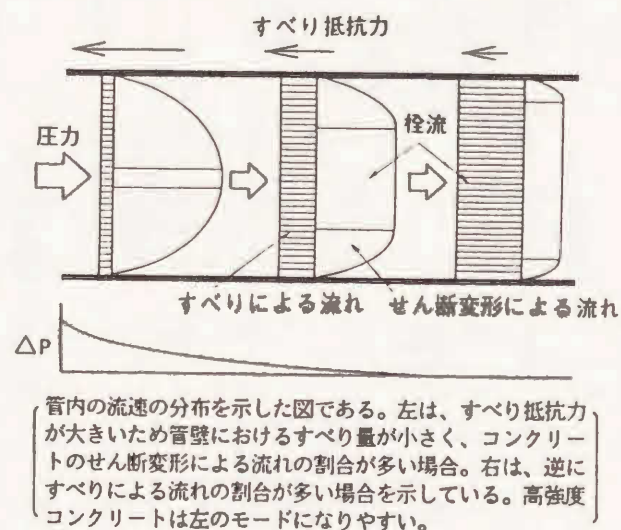
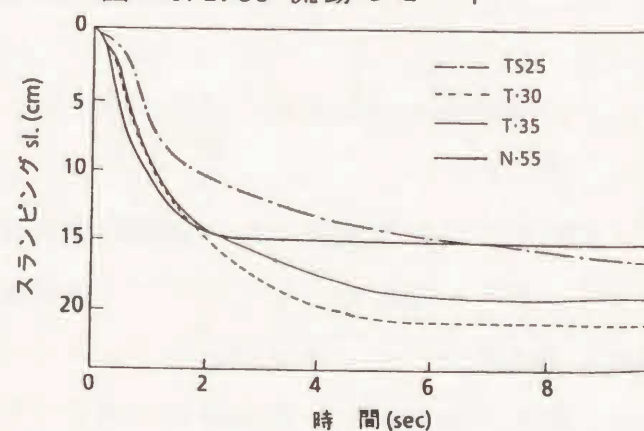


図-3.2.35 流動のモード



普通コンクリートN-55が約2秒で変形を終了しているのに対して、高強度コンクリートは6秒以上かかっている。記号の数字は水セメント比。25%のものはシリカフェーム混入。

図-3.2.36 スランピング曲線

チーの良さを示し、粘性の高さは材料分離の抵抗性の良さ、またブリージングの少なさと合わせて、均質なコンクリートを製造できることを示している。高強度コンクリートの作業性としてポンプ圧送時においても、この粘性の問題はつきまとう。管内を流れるコンクリートは図-3.2.35に示すように、通常「栓流」と呼ばれる塊となってすべっており、管壁におけるすべり抵抗が圧力損失の支配的な要因であるといわれている。つまり高強度コンクリートはすべり抵抗が大きく、圧力損失が大きいため、圧送しにくいということである。

## (3) 高強度コンクリートのワーカビリティの評価方法

高強度コンクリートのワーカビリティが悪いかというと必ずしもそうではない。ただ従来の施工システムが高強度コンクリートにマッチしていないだけである。すなわち、高強度コンクリートのワーカビリティを正しく評価し、それに合った施工システムにすることができれば、高強度コンクリートは施工現場において容易に施工されるはずである。高強度コンクリートのスランプ値がワーカビリティの評価方法として完全でないため、スランピング速度、加振時の流動速度、回転粘度計や球引上げ試験などレオロジー試験などによる方法などが試みられているが、どの方法も完全とはいえない。いずれにしても、実際に使用する条件、求められる条件によってワーカビリティの評価方法を変えていくような施工システムの改善が今後要求されることとなる。

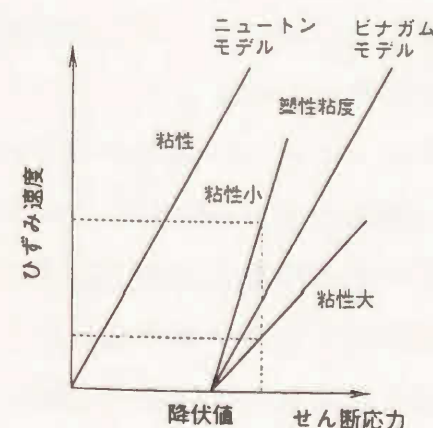


図-3.2.37 ビンガムモデル

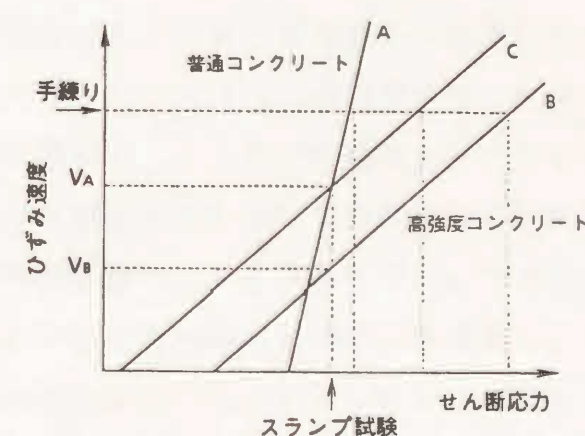


図-3.2.38 高強度コンクリートのワーカビリティ

しかし、ここで問題なのは、スランプが大きいからと言って、一概にワーカビリティが良いと言えるかどうかである。同じスランプであっても普通コンク



リートと比べると、スランピング速度が明らかに遅い(図-3.2.36 参照)。

これは粘性のためで、粘性とスランプ値とは独立したもので、スランプ値に表れない性質が存在することが、高強度コンクリートのワーカビリティの評価の最も大きな問題点である。

粘性とは、変形速度に応じて抵抗力が大きくなる性質である。多くの液体はニュートンモデルで表されるが、フレッシュコンクリートの場合は、ある程度の粘性をもっているため、ニュートンモデルを応力軸にシフトさせたビンガムモデル(図-3.2.37)と呼ばれるレオロジーモデルが適用される。ビンガムモデルはある応力(降伏値)までは剛体であり、これを超えた応力に対しては、超えた量に比例した速度で変形する。直線の傾きが粘性を表す。

コンクリートの打設は振動下で行われることが前提で、振動を受けている間、フレッシュコンクリートのレオロジー性質は図-3.2.38のような応力軸のマイナス方向にシフトし、見かけ上の降伏値が小さな材料として振る舞う。つまり、振動によって高流動化作用が働くのである。ただ、高強度コンクリートはその高い粘性のために材料分離が発生しにくいと考えられているが、十分な締固めを行い、高流動化作用を働かせるために、より長時間の加振が必要であればこの特性が相殺される危険性もある。

#### (4) 高強度コンクリートの施工現場での使用に関する発展性

高強度コンクリートは優れた材料分離抵抗性によって降伏値を小さく設定することができる。すなわち、スランプ20cm以上でもブリージングの心配のないコンクリートが可能なのである。これは近年注目を集めているハイパフォーマンスコンクリートに酷似している。高強度コンクリートとハイパフォーマンスコンクリートは別々のアプローチにも関わらず、同じような材料設計に到達するかと思われる。いずれにしても、高強度コンクリートを施工現場で容易に取扱うには、無振動あるいは省振動打設といった革新的な施工システム自身の変革と、フレッシュコンクリートの材料性質の的確な把握および体系的な解析方法の確立が必要である。これは高強度コンクリートに限らず、全てのコンクリートに言えることであるが、以上が解決できれば、高強度コンクリートは普通コンクリートと同様レベルで使用されるはずである。

### 3.3 高強度コンクリートの力学的特性に関する実験的研究

#### 3.3.1 はじめに

高強度コンクリートを利用したPC橋を計画するにあたり、その物理的特性や力学的特性を知る必要がある。なかでも、クリープおよび乾燥収縮はPC橋のプレストレスの減少量や変形を考える上で重要である。

現在、コンクリート標準示方書<sup>34)</sup>やCEB-FIPなどでクリープや乾燥収縮の算定式が与えられている。しかし、これらは普通コンクリートを対象にしたものであり、高強度コンクリートに適用できるかどうかは不明である。またPC橋の施工では、工期短縮のためにコンクリート打設後2~4日という早期にプレストレスが導入される。このとき問題になるのは、若材令でプレストレスが導入されるため、プレストレス導入後のコンクリートの強度などの基本物性が変化することである。したがって、高強度コンクリートのクリープ特性を把握するには、強度の経時増加特性および乾燥収縮特性を知る必要がある。

そこで本研究では、高強度コンクリートのクリープについて次に挙げる二種類の実験を行った。一つは高強度コンクリートの応力-ひずみ関係におよぼす長期的な時間の影響と、クリープメカニズムを考えるための若材令で持続応力が作用した時のコンクリートの瞬間弾性ひずみの経時変化に関する実験<sup>30)</sup>である。もう一つは高強度コンクリートのクリープの経時変化を実験的に検証し、CEB-MC90式<sup>29)</sup>の適用性を検討するための実験<sup>32)</sup>である。

ここではこの二種類の実験結果から、高強度コンクリートのクリープおよび乾燥収縮特性とその推定方法などについて述べる。

#### 3.3.2 既往の研究

クリープひずみとは、持続荷重下のある時間において測定される全ひずみから、乾燥収縮ひずみと応力導入直後のひずみである初期ひずみを差し引いたものである。このクリープひずみは基本的には、粘性ひずみと同じであるとされている。すなわち、クリープを知るためには粘性ひずみを知ることであり、そのためには瞬間変形要素である瞬間弾性ひずみと瞬間塑性ひずみを知る必要がある。図-3.3.1に除荷を含む持続荷重下における応力-ひずみ履歴の概念と各ひずみ成分の定義を示す。



既往の研究によると、瞬間弾性ひずみや瞬間塑性ひずみは時間によって変化するので、クリープを算定するためには、この時間による影響を考慮する必要があるのである。

現在、クリープ量の算定には土木学会やCEB-FIPなどの式を用いている。

しかし、これらは載荷材令の影響は考慮するようになっているが、時間的経時変化の影響は取り入れられていない。島らの研究<sup>30)</sup>によると、コンクリーが若材令で持続応力をい受けた時には、クリープひずみが増大しながら、瞬間

弾性ひずみが減少するとされている。これはコンクリートが時間の経過とともにセメントの水和が進んで、強度が徐々に高くなり、弾性係数が強度とともに大きくなっていくためと考えられる。すなわち、初期応力導入時には、破壊が進んで剛性が低下するために瞬間弾性ひずみは大きく、強度が増加すると剛性が大きくなるために瞬間弾性ひずみが小さくなるのである。

高強度コンクリートのクリープを考える際にも同様のことが言えるはずである。そこで、高強度コンクリートのクリープ算定にあたっては、高強度コンクリートの経時変化における強度および弾性係数の推定が必要条件となる。特に現場に則したクリープ量の算定には、若材令における強度増加および弾性係数の推定が必要となる。

乾燥収縮についてもクリープと同様に、現在は土木学会やCEB-FIP 式などから、その量を推定することが多い。しかし、この乾燥収縮についても多くの要素に左右されると言われている。特に水セメント比との関係、コンクリート強度との関係、材令との関係、周辺の環境との関係などがそうである。例えば、土木学会式において、コンクリートの乾燥収縮は構造物周辺の湿度、部材断面の形状寸法およびコンクリートの配合などが主な決定要因となっている。これに対しCEB-MC90 式<sup>29)</sup>では、コンクリート強度が大きくなるほど乾燥収縮は小

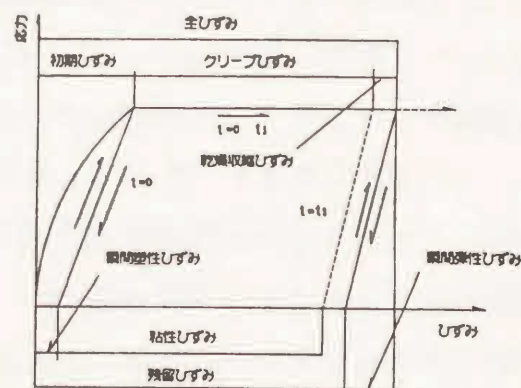


図-3.3.1 応力ひずみ履歴概念図

$$\begin{aligned} \text{クリープひずみ} &= \text{粘性ひずみ} \\ &= \text{全ひずみ} - \text{乾燥収縮ひずみ} \\ &\quad - (\text{瞬間塑性ひずみ} + \text{瞬間弾性ひずみ}) \end{aligned}$$

さくなるようになっており、コンクリート強度が主な決定要因である。そこで乾燥収縮を求めるために、各種の実験が必要となる。

### 3.3.3 実験概要

#### (1) 実験条件

実験要因としては、コンクリート強度、持続応力の大きさ、および応力導入材令である。表-3.3.1に実験条件、表-3.3.2にコンクリートの示方配合を示す。

載荷履歴として、図-3.3.2に示すように、以下の目的で4種類を行った。

①各材令における弾性ひずみおよび塑性ひずみを測定するために一時的に除荷を行う。

②乾燥収縮ひずみを測定するために無応力とする。

表-3.3.1 実験条件

条件番号	配合番号	$f'_c(28)$ (Mpa)	$\frac{\sigma_c}{f'_c(28)}$	$t_0$ (days)	$f'_c t_0$ (Mpa)	$\frac{\sigma_c}{f'_c t_0}$
1	1	101	0.40 0.20 0.00	4	70	0.57 0.29 0.00
2	1	100	0.4 0.0	4	83	0.48 0.00
3	2	96	0.33 0.00	4	70	0.46 0.00
4	2	90	0.36 0.18 0.00	5	68	0.47 0.27 0.00
5	3	42	0.5 0.0	37	43	0.50 0.00
6	3	32	0.5 0.0	4	23	0.68 0.00

$f'_c(28)$ : 28日圧縮強度  
 $\sigma_c$ : 持続応力

$t_0$ : 載荷開始材令  
 $f'_c t_0$ : 載荷開始時の圧縮強度

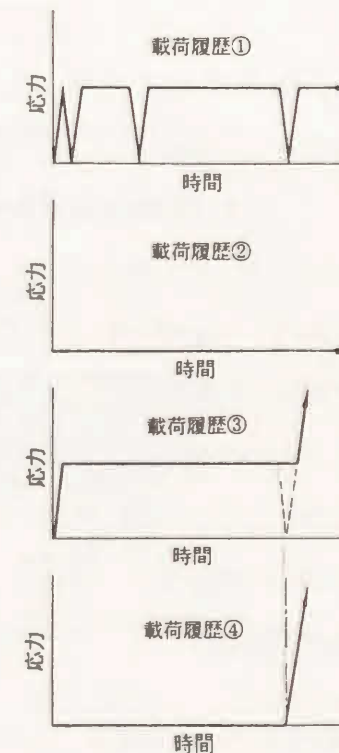


図-3.3.2 載荷履歴

③クリープの経時変化を調査するため一定応力を導入し、クリープさせた後に強度試験を行う。

④クリープしたコンクリート強度と比較するために同一環境条件で養生した後に強度試験を行う。



表-3.3.2 コンクリートの配合

配合番号	目標強度 (MPa)	Ms (mm)	Sl (cm)	Air (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )				
							W	C	S	G	HWRA
1	100	15	7±2	1.5	24	36	165	700	599	1005	16.1
2	90				25	37	165	650	590	1016	11.1
3	40				59	44	165	280	837	1076	2.8

## (2) 供試体

供試体の概要を図-3.3.3に示す。供試体は厚さ15cmの床版を想定したもので、幅は10cmとした。また、実際の床版を模擬して横方向に水分の移動がないように、2面にビニールシートをビニール接着剤で接着してシールした。供試体の中心には緊張用のシースを通した。

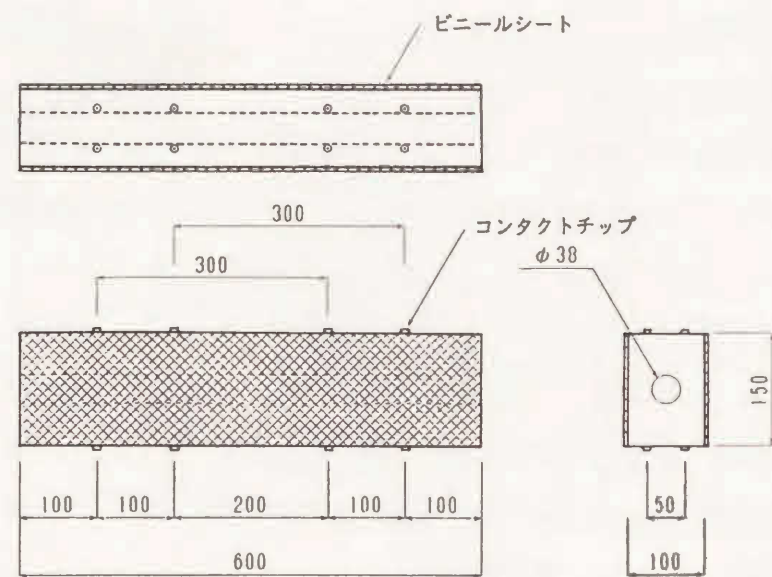


図-3.3.3 供試体

供試体の表面と裏面に、それぞれ4カ所の合計8カ所に、 $\phi 1.6$  mmの鋼球を埋め込んだコンタクトチップを接着剤で固定した。

## (3) 供試体の製作

コンクリートをシースに固定した鋼製型枠に打込み、棒状振動機で締め固めた。24時間後に脱型し、 $20 \pm 2$  °Cで水中養生を行った。

## (4) 実験方法

応力の導入方法を図-3.3.4に示す。ジャッキの緊張力を解放する時のナットのゆるみを、PC鋼棒に2枚のひずみゲージを貼付して測定、制御し、応力導入直後における応力の誤差を $\pm 2\%$ 以内とした。

測定方法は、コンタクトチップ間の距離の変化を精度1/1000mmのコンタクトストレーンゲージを用いて数回測定し平均した。乾燥収縮の測定開始は、原則として載荷導入時期と同じとした。

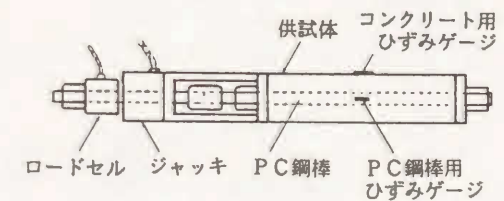


図-3.3.4 緊張方法

## 3.3.4 実験結果および考察

### (1) 瞬間弾性ひずみ

瞬間弾性ひずみは、除荷前の全ひずみから残留ひずみを差し引いたものとして求められる。各除荷時における測定値である全ひずみ、残留ひずみの測定結果およびそれから計算した瞬間弾性ひずみを表-3.3.3に示す。

瞬間弾性ひずみは、既往の研究では基本的に応力の増加がない時には変化しないとされていた。しかし本研究においては、瞬間弾性ひずみが一定応力下においても、持続応力の導入が若材令で行われたものほど大きく変化している。表-3.3.3を見ると、若材令で応力を導入したもの( $t_0=4$  days)においては、応力導入後14日までは瞬間弾性ひずみが応力導入時に比べて減少し、14日以降はほぼ一定値となっている。この理由としては、コンクリート打設から18日間程度という初期の期間中にセメントの水和が進んでコンクリートの強度が徐々に高くなり、弾性係数が強度増加とともに大きくなっているためと考えられる。

そこで瞬間弾性ひずみの関係とコンクリート強度の関係を、各材令における瞬間弾性係数の応力導入時における瞬間弾性係数に対する比で検討した。図-3.3.5に示すように、瞬間弾性係数の比は、条件にかかわらずほぼ1になっていることが判る。すなわち、持続応力下における瞬間弾性ひずみの経時変化はコンクリート強度の経時増加を考慮することによって予測することができる。

以上より若材令で応力導入したときの初期期間におけるひずみを精度良く表



表-3.3.3 除荷試験における各材令のひずみ

条件番号	1			2			3			4		
試験日台 t, day	t <sub>0</sub>	t <sub>0</sub> +14	t <sub>0</sub> +77	t <sub>0</sub>	t <sub>0</sub> +15	t <sub>0</sub> +98	t <sub>0</sub>	t <sub>0</sub> +7	t <sub>0</sub> +36	t <sub>0</sub>	t <sub>0</sub> +33	t <sub>0</sub> +44
乾燥収縮ひずみ $\epsilon_{s, \mu}$	0	200	300	0	200	363	0	16	129	0	240	358
除荷前全ひずみ $\epsilon_{t, \mu}$	1266*	2634	3000	914*	1963	2472	738*	1585	2216	717*	2300	2720
残留ひずみ $\epsilon_{r, \mu}$	100*	1672	2071	68*	1196	1704	63*	868	1518	80*	1811	2234
瞬間弾性ひずみ $\epsilon_e = \epsilon_{t, \mu} - \epsilon_{r, \mu}$	1166	962	929	846	767	768	675	717	698	637	489	486
粘性ひずみ $\epsilon_v = \epsilon_{t, \mu} - \epsilon_e - \epsilon_{s, \mu}$	0	1372	1671	0	928	1273	0	789	1326	0	1491	1706
クリープひずみ $\epsilon_c = \epsilon_{t, \mu} - \epsilon_e - \epsilon_{s, \mu} - \epsilon_v$	0	1168	1434	0	849	1195	0	831	1349	0	1343	1645

\*初期全ひずみ ( $\epsilon_{t,0}$ ), #瞬間弾性ひずみ

すモデルを構築するためには、瞬間弾性ひずみの経時変化、すなわち、コンクリート強度の経時変化を取り入れる必要がある。

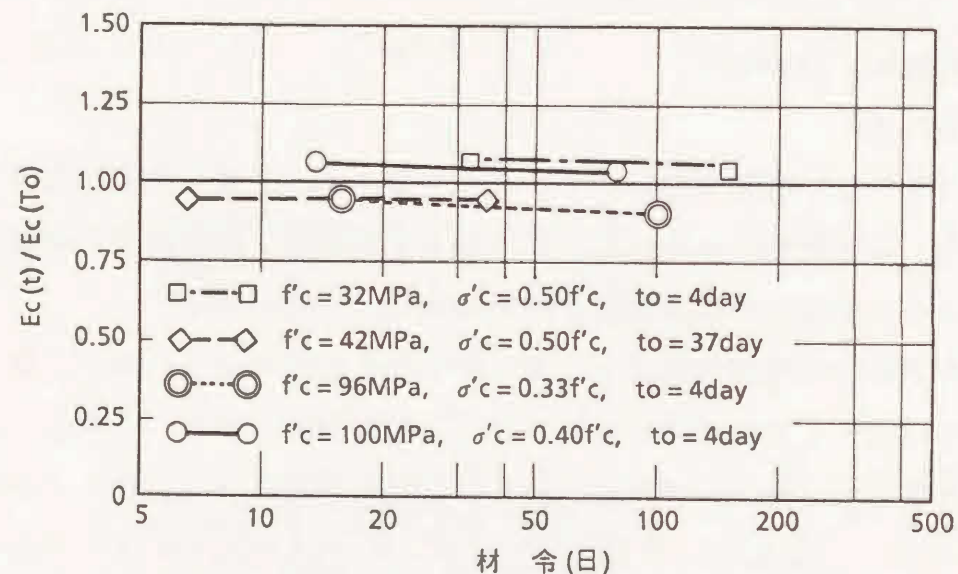


図-3.3.5 強度別の弾性係数の経時変化

(2) 高強度コンクリートのクリープに関するMC90式<sup>29)</sup>の適用性

(1) から判るように、コンクリートの若材令における強度増加および弾性係数の変化は、若材令で乾燥あるいは持続応力を受けるときの挙動の解析に重要な要因である。

圧縮強度の1/3の点と、原点を結ぶ割線弾性係数とコンクリート圧縮強度との関係を図-3.3.6に示す。図中の破線は、土木学会コンクリート標準示方書に記されている値であるが、100MPaの高強度コンクリートとはほぼ一致している。

すなわち100MPaの高強度コンクリートにおいても“ヤング係数=40,000fc<sup>1/3</sup>

(kgf/cm<sup>2</sup>)”の式<sup>31)</sup>が適用できることが判った。

圧縮強度の若材令時における経時変化を図-3.3.7に示す。図中の曲線はCEB-

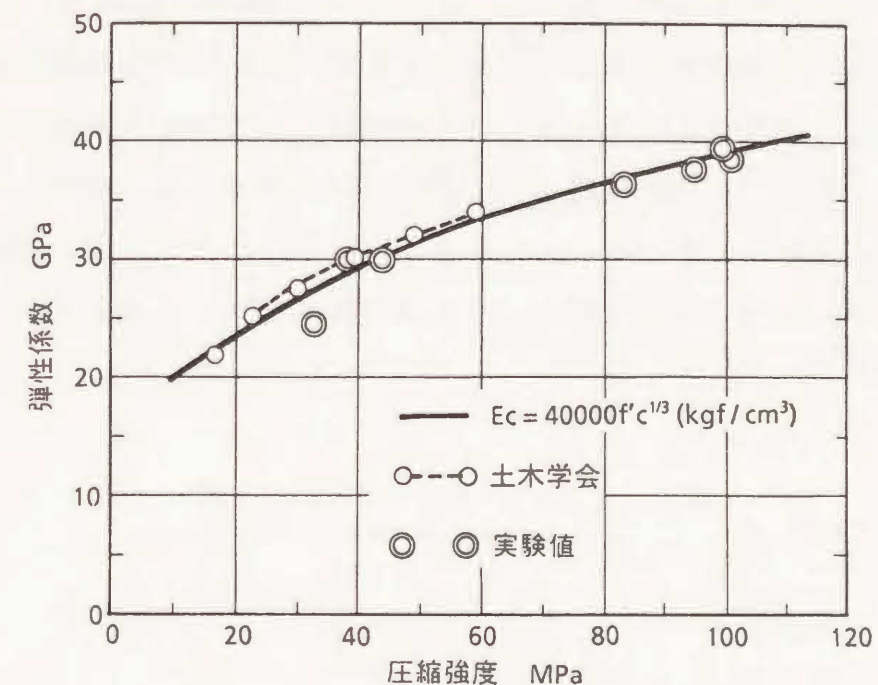


図-3.3.6 高強度コンクリートの弾性係数

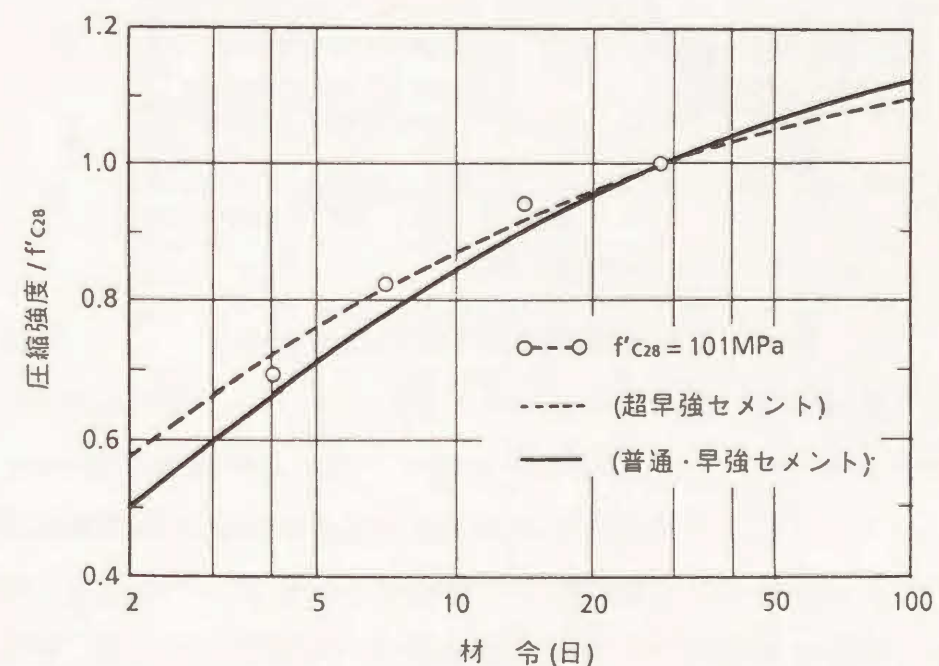


図-3.3.7 若材令時における経時変化 ( $f'c_{28} = 101\text{MPa}$ )



FIPのMC90<sup>29)</sup>による予測値であるが、高強度コンクリートの若材令における強度増加は、セメントの種類にかかわらずCEB式とほぼ一致している。

各条件における乾燥収縮ひずみの経時変化を図-3.3.8に示す。これによると高強度コンクリートの乾燥収縮は普通コンクリートとほぼ同じである。CEB-MC90では、コンクリート強度が大きくなるほど、乾燥収縮は小さくなる式を提示しているが、これとは異なる結果である。この理由としては、本実験に用いた高強度コンクリートが、混和材を用いずに高性能減水剤の増量で水セメント比を小さくして製造されたものであったためと考えられる。すなわち、単位水量が同じコンクリートでは、強度に関係なく乾燥収縮量も同じであるということである。

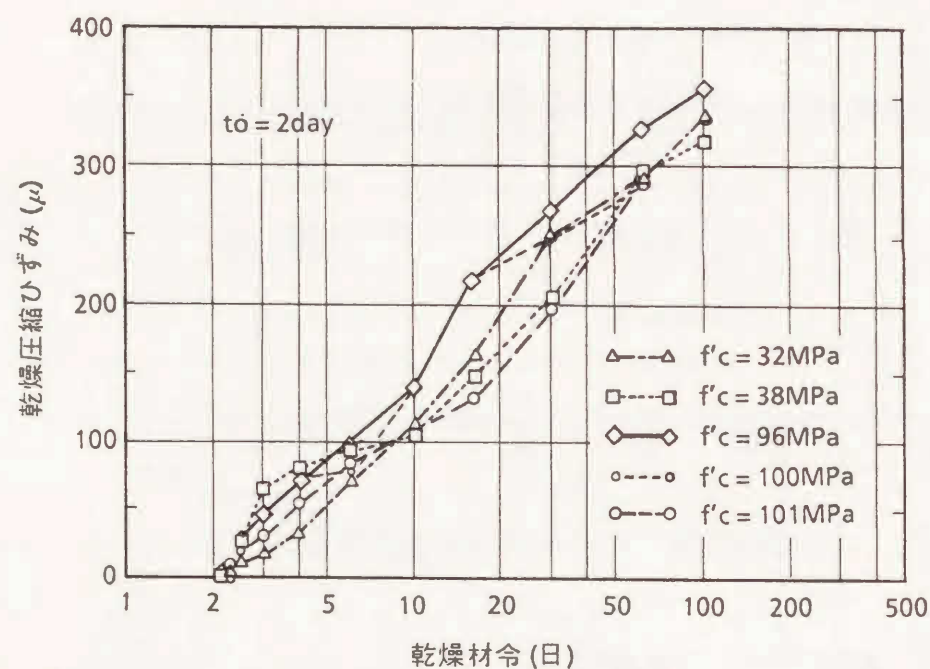


図-3.3.8 乾燥収縮ひずみの経時変化

以上の結果を踏まえて、高強度コンクリートのクリープと既存の推定式(CEB-MC90)との関係を図-3.3.9~11に示す。これによると圧縮強度が90MPa以上の高強度コンクリートにおいては載荷材令が50日から100日までは実験結果と計算値はよく一致しているが、それ以降は実験結果が計算値よりも小さくなっている。それらのずれは載荷材令における圧縮強度に対する応力の比；例えば、 $f'c = 90\text{MPa}$ の  $k = 0.24$ のものは、実験結果と計算値はほぼ一致している。したが

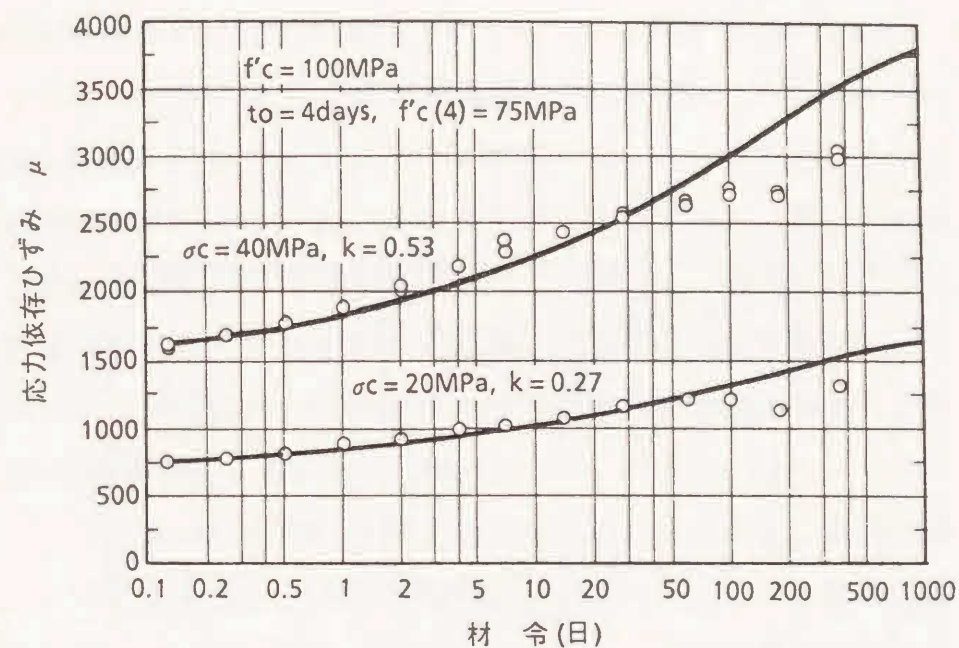


図-3.3.9 高強度コンクリートのクリープ  
( $f'c = 100\text{MPa}$ )

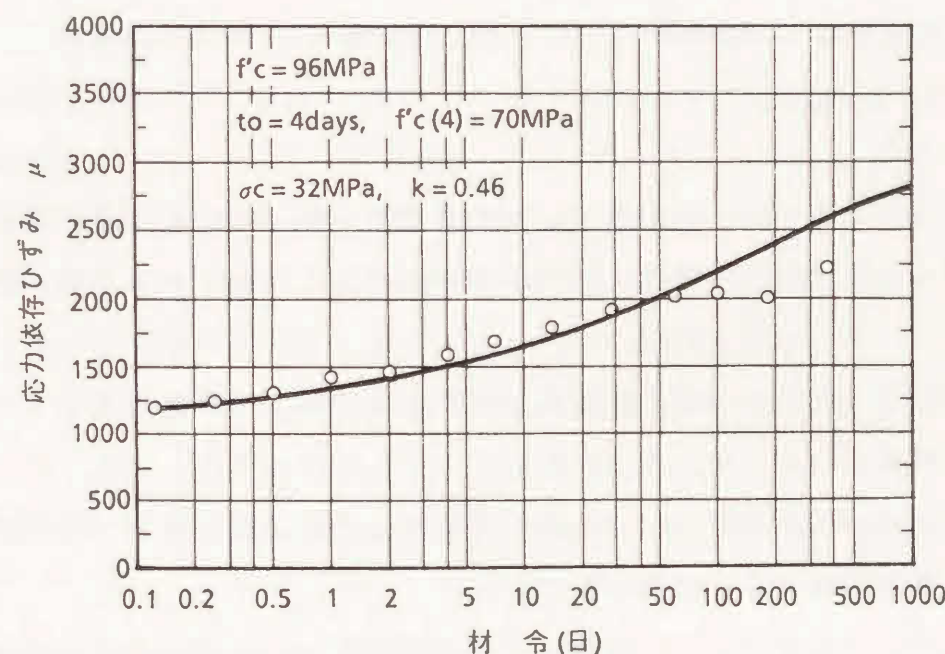


図-3.3.10 高強度コンクリートのクリープ  
( $f'c = 96\text{MPa}$ )



って、 $k = \sigma_c / f_c'(t_0)$  が大きいものほど大となっている。しかし、 $k$  値が小さい時は、CEB-MC90式<sup>29)</sup>が適用できる可能性があることが判明した。

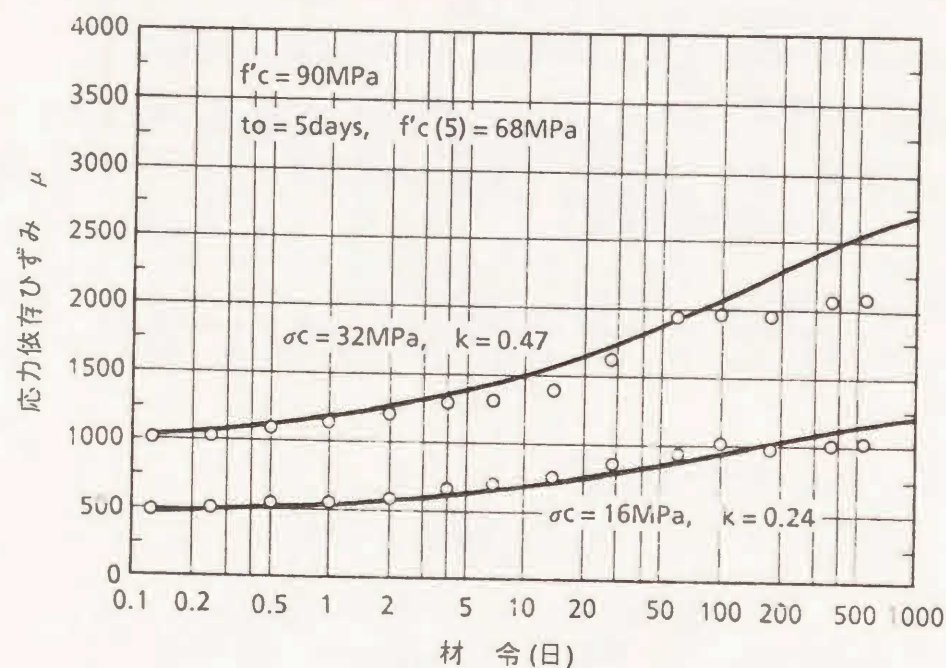


図-3.3.11 高強度コンクリートのクリープ ( $f'c = 90\text{MPa}$ )

### 3.3.5 まとめ

- ① 高強度コンクリートの若材令における強度増加はCEB-MC90式で推定できる。
- ② 高強度コンクリートのヤング係数は  $40,000f_c'^{1/3}$  ( $\text{kgf/cm}^2$ ) の式が適用できる。
- ③ 高強度コンクリートの乾燥収縮は単位水量が同じである普通コンクリートのものと同じである。
- ④ コンクリートが若材令で持続応力を受けた時には、クリープひずみが増大しながら瞬間弾性ひずみは減少する。
- ⑤ 持続応力下における瞬間弾性ひずみの経時変化は、コンクリート強度の経時増加を考慮することによって予測できる。
- ⑥ 高強度コンクリートのクリープは応力比( $k$ )が小さいときにはCEB-MC90式が適用できる可能性があるが、詳細および応力比が大きい時の推定式は現在調査中である。

## 3.4 力学的特性とその設計用値

### 3.4.1 高強度コンクリートに関する技術基準類

本研究で提案しているスラブトラス構造に用いるコンクリートは圧縮強度は80~100MPaを対象にしている。この構造の実用化にあたって、高強度コンクリートの力学的特性とその設計用値を明らかにしておく必要がある。しかし、現行の示方書や指針などの技術基準は普通コンクリートを対象にしたものが多く、高強度コンクリートについての記述のある基準類でも先述のように圧縮強度が60~80MPa程度までしか言及されていない。

そこでここでは、現行の代表的な技術基準類および著者らの研究成果<sup>30) 32)</sup>をもとに、圧縮強度80~100MPaの高強度コンクリートについての力学的特性とその設計用値に対する考察を行うことにする。以下に考察の対象とした技術基準の概要を示す。

#### ① 道路橋示方書・同解説 Ⅲ コンクリート橋編(以下「道示Ⅲ」)<sup>33)</sup>

この示方書は建設省道路局の外郭団体である道路協会から、平成2年2月に発行された示方書で、国内の道路橋を設計する場合は原則的にこの示方書に従う。この示方書の設計概念は許容応力度法で書かれており、部材耐力についてのみ終局強度理論に基づいている。コンクリート強度は  $500\text{kgf/cm}^2$  ( $49.0\text{MPa}$ )まで規定されている。

#### ② コンクリート標準示方書 設計編(以下「コ標示」)<sup>34)</sup>

この示方書は土木学会から昭和61年に発行され、平成3年に改訂されたものである。この示方書の以前は「鉄筋コンクリート標準示方書」と「プレストレストコンクリート標準示方書」が土木学会から発行されていたが、この示方書で両者が統一され、限界状態設計法がほぼ完全な形で取り入れられた。コンクリート強度は、圧縮強度の特性値が  $100\sim 600\text{kgf/cm}^2$  ( $9.8\sim 58.8\text{MPa}$ )を対象としている。

#### ③ 鉄道構造物等設計標準・同解説【コンクリート構造物】<sup>35)</sup>

鉄道総合技術研究所から1992年10月に発行された基準で、土木学会コンクリート標準示方書を参考にして、限界状態設計法を全面的に採用した内容になっている。

#### ④ 高強度コンクリート設計施工指針(案)(以下「高強度指針」)<sup>36)</sup>



土木学会のコンクリートライブラリー第47号として昭和55年に発行されたもので、「コ標示」の発行以前に出されたため許容応力度法による記述となっている。コンクリートの強度については  $600 \sim 800 \text{ kgf/cm}^2$  ( $58.8 \sim 78.5 \text{ MPa}$ ) の範囲を規定している。

⑤ACI363委員会報告(以下「ACI363」)<sup>37)</sup>

米国コンクリート工学協会(ACI) から1984年に発行された基準で、コンクリートの強度は  $840 \text{ kgf/cm}^2$  ( $82.4 \text{ MPa}$ ) まで示されている。

⑥CBE-FIP モデルコード1990(以下「MC90」)<sup>29)</sup>

CEB および FIPから1991年7月に出されたモデルコードの最終案で、最新の研究成果を取り入れた限界状態設計法による基準である。この基準は拘束力は持たないが、この設計概念は今後西欧諸国の設計基準に取り入れられていくものと考えられる。コンクリートの強度については  $12 \sim 80 \text{ MPa}$  の範囲を規定している。

### 3.4.2 応力-ひずみ曲線

高強度コンクリートの応力-ひずみ曲線は、多くの文献などに示されているが、「高強度指針」(図-3.2.27)、「ACI363」(図-3.4.1)、「MC90」(図-3.4.2) にもその特徴が記述されている。これらによるとコンクリートが高強度になるほど傾きは直線的で急勾配となり、最大応力時のひずみもやや大きくなる。著者らが行った実験<sup>30) 32)</sup> によっても、図-3.4.3に示すようにその直線性が確認さ

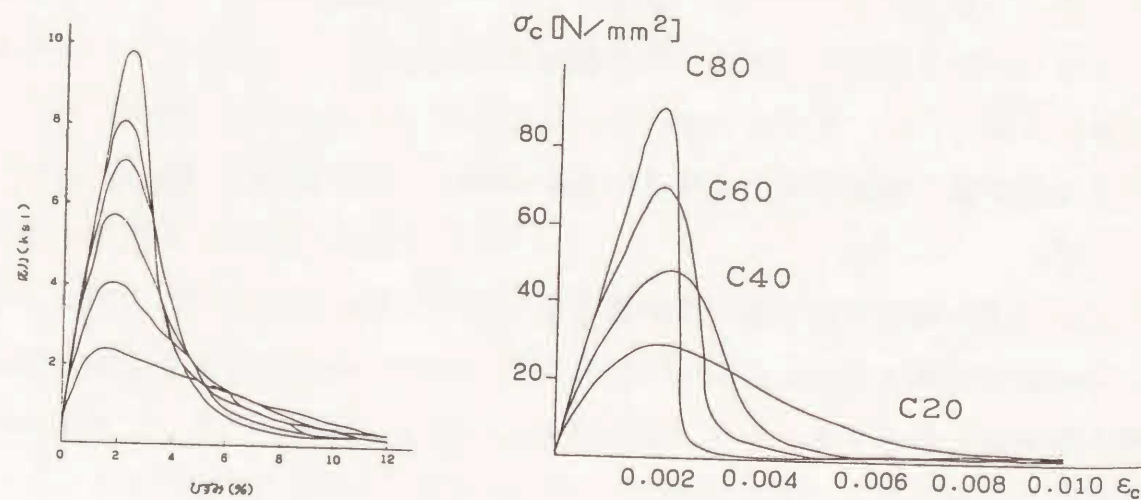


図-3.4.1 応力-ひずみ曲線(ACI363) 図-3.4.2 応力-ひずみ曲線('MC90')

れている。しかし、その後の応力低下の度合いもより直線的で急勾配となり、材料そのもののじん性は少なく脆性的な挙動を示す。

一方、「道示Ⅲ」や「コ標示」に示されている設計に用いるコンクリートの応力-ひずみ曲線は図-3.4.4に示す通りである。すなわち、応力度の上限を  $0.85\sigma_{ck}$  とし、ひずみが  $0.2\%$  までを二次放物線、それ以後は水平でひずみの上限を  $0.35\%$  としている。応力の上限を  $0.85\sigma_{ck}$  としたのは、材料のばらつきを考慮した低減係数であり、ひずみを  $0.35\%$  以下に制限しているのは部材としてのじん性に対する安全率を考慮したものである。

高強度コンクリートの設計に用いる応力-ひずみ曲線を考えた場合には、その特徴である弾性域とみなせる直線部分が大いこと、また、最大応力を超える後は急激に耐力が減少することを考慮する必要がある。

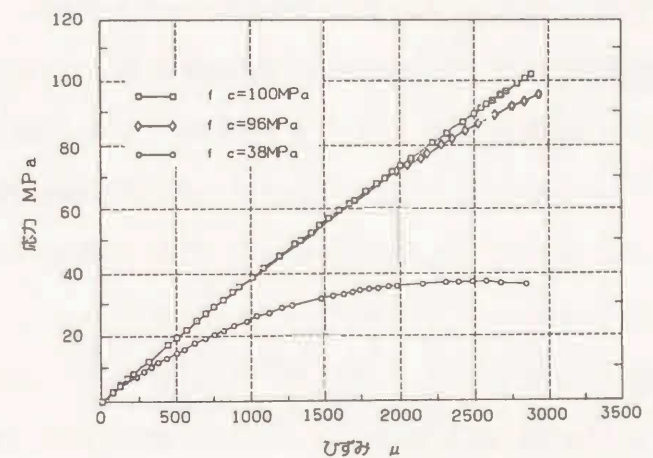
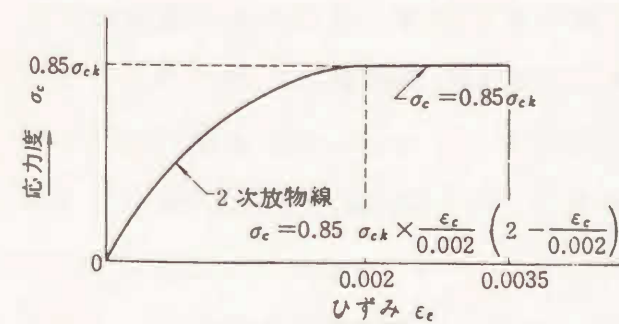


図-3.4.3 応力-ひずみ曲線の実験値



ここに、

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度  
( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\sigma_c$  : コンクリートの応力度( $\text{kgf/cm}^2$ )

$\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ

図-3.4.4 「道示Ⅲ」の応力-ひずみ曲線

一つのモデル化として「MC90」に示されているように、実際の応力-ひずみ曲線がある程度忠実に再現する方法がある(図-3.4.5)。

次に、高強度コンクリートのぜい性的な挙動が部材に与える影響について考える。



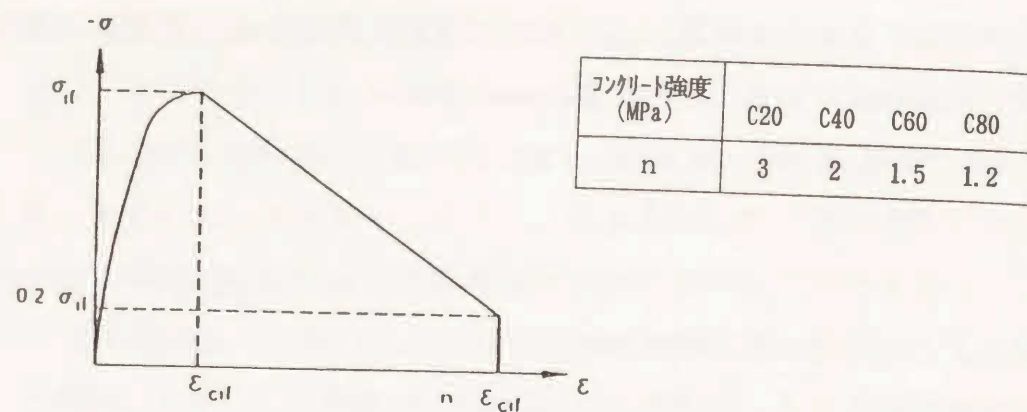


図-3.4.5 「MC90」の応力-ひずみ曲線

現行の技術基準では、部材もしくは構造としてのじん性を確保するために、引張鋼材量を終局つり合い鋼材量の2/3～3/4以下に制限している。したがって、部材の破壊はコンクリートが圧壊する前に鋼材の降伏によって起こることとなり、曲げ耐力はコンクリートの圧縮応力の分布形状には大きく左右されず弾性的で、かつぜい性的な特性が、部材（構造）としてのじん性や曲げ耐力を大きく低下させることにはならないと考える。ただし、最大ひずみ以後の急激な応力低下を考えると、つり合い鋼材量を低く抑えるためにコンクリートのひずみの上限を通常のコンクリートの0.35%より小さくする必要がある。

### 3.4.3 ヤング係数

「コ標示」および「道示Ⅲ」では、それぞれ昭和63年、平成2年の改訂の際に、コンクリートのヤング係数が全面的に改められている。これは全国調査の結果、近年の良質な骨材不足などによりヤング係数が10%程度低下していることが判明したため、実情に合わせて変更したものである。コンクリート強度とし「コ標示」では600kgf/cm<sup>2</sup> (58.8MPa)まで、「道示Ⅲ」では500kgf/cm<sup>2</sup> (49.0MPa)まで規定している。

高強度コンクリートのヤング係数について記述している技術基準は「高強度指針」、「ACI363」および「MC90」である。「高強度指針」では、コンクリートの強度に比例してヤング係数が大きくなならないことを理由に、圧縮強度600kgf/cm<sup>2</sup> (58.8MPa)以上800kgf/cm<sup>2</sup> (78.5MPa)までのコンクリートに対してヤング係数を一定としており、その値は当時設計基準強度600kgf/cm<sup>2</sup> (58.8MPa)のコンクリートのヤング係数4.5×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup> (4.41×10<sup>3</sup>MPa)を採用している。このほか最近のも

のとして建設省建築研究所で発表されているNew RC総プロの実験データの実験データを図-3.4.6に示す。

「ACI363」では、設計基準強度が210～840kgf/cm<sup>2</sup> (20.6～82.3MPa)の範囲で、下式によりヤング係数を算出してよいとしている。この式によれば、圧縮強度840kg/cm<sup>2</sup> (82.4MPa)のコンクリートのヤング係数は3.8×10<sup>5</sup>kgf/cm<sup>2</sup> (3.72×10<sup>3</sup>MPa)となる。

$$E_c = 10600 f_c^{1/2} + 0.7 \times 10^5$$

ここに  $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$f_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

また、「MC90」では、設計基準強度12～80MPaに対して表-3.4.1のヤング係数を与えている。

表-3.4.1 ヤング係数と低減されたヤング係数（「MC90」）

$f_c$ (MPa)	12	20	30	40	50	60	70	80
$E_c$ (10 <sup>3</sup> MPa)	27	30.5	33.5	36.5	38.5	41	42.5	44.5
$E_{cs}$ (10 <sup>3</sup> MPa)	23	26	28.5	31	33	34.5	36.5	38

ここで、低減されたヤング係数は、構造解析（弾性解析）を行う場合のヤング係数で、初期の塑性ひずみを考慮して低減したものである。この値は、「コ標示」、「道示Ⅲ」での規定値とよく一致している。また、28日強度がわかっているコンクリートに対しては、下式によりヤング係数を求めてよいとされている。これによると100MPaの強度のコンクリートで低減されたヤング係数 $E_{cs}$ は3.9×10<sup>3</sup>MPaとなる。

$$E_c = 10^4 (f_{cm})^{1/3}$$

$$E_{cs} = 0.85 E_c$$

ここに  $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (MPa)

$E_{cs}$  : 低減されたコンクリートのヤング係数 (MPa)

$f_{cm}$  : コンクリートの28日強度 (MPa)

この他に既知の強度からコンクリートのヤング係数を与える式がある。

$$E_c = 40,000 (f'_c)^{1/3} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

ここに  $f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)



この式は、「MC90」の低減されたヤング係数とほぼ同じ値を得られる式で、実験的研究<sup>30) 32)</sup>によると、コンクリート強度18~100MPaの範囲で実験値とよく一致している(図-3.3.6参照)。

これらより、設計に用いるヤング係数として、「MC90」の低減されたヤング係数もしくは上式によるヤング係数を用いるのがよいと考えられる。

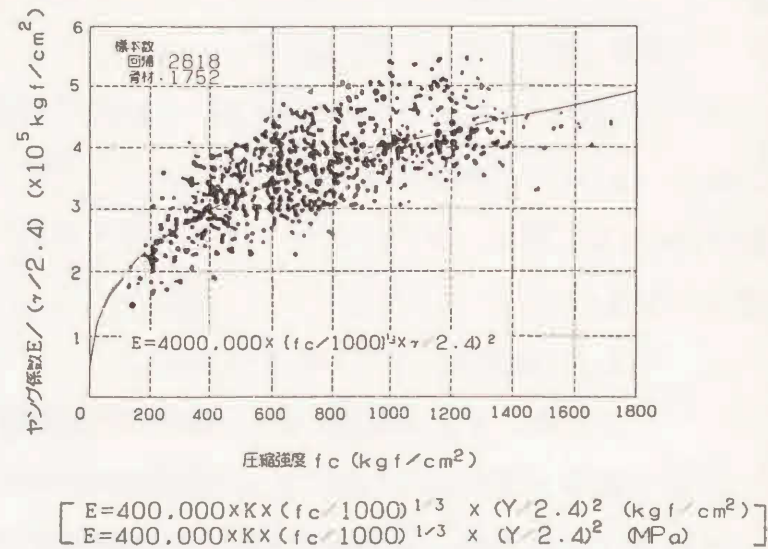


図-3.4.6 NWE RC総プロのヤング係数実験値

#### 3.4.4 ポアソン比

コンクリートのポアソン比は、「道示Ⅲ」ではコンクリートの強度に関係なく1/6と規定されており、「コ標示」でも強度に無関係に弾性範囲内では0.2(ただし、ひび割れを許容する場合は0)と規定されている。

「高強度指針」ではポアソン比に関する規定はないが、設計計算に関する資料の中で図-3.4.7を示している。これによるとコンクリートの圧縮強度が比較的低い範囲ではポアソン比は0.2程度であるが、コンクリートの強度があがるにつれて大きな値となり、圧縮強度が800kgf/cm<sup>2</sup>(78.4MPa)では0.3程度になっている。

また「ACI363」では、圧縮強度が560~815kgf/cm<sup>2</sup>(54.9~79.9MPa)の高強

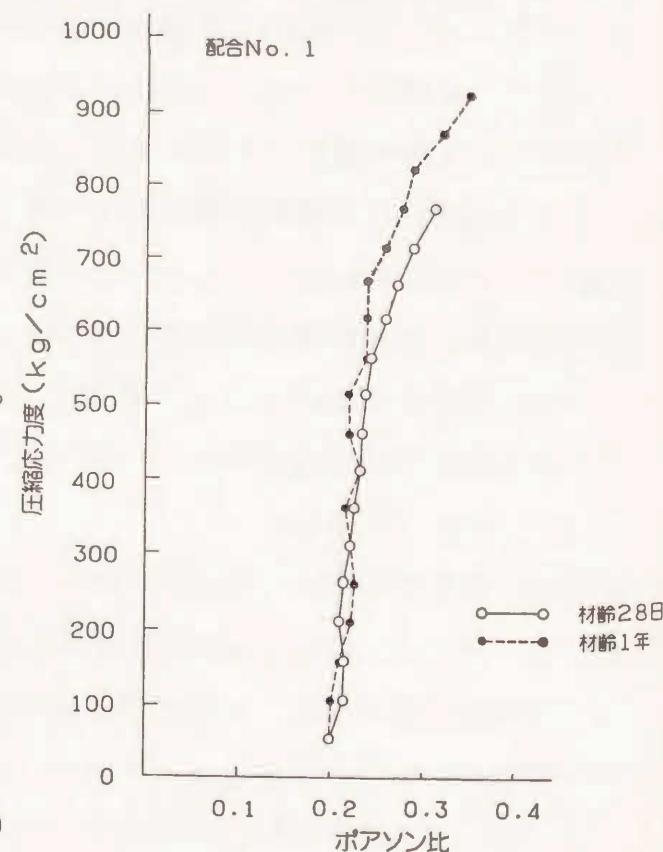


図-3.4.7 ポアソン比

度コンクリートのポアソン比は、0.20~0.28の間であり、水セメント比の減少とともにポアソン比は大きくなる傾向にあると記述されている。このように高強度コンクリートのポアソン比を正確に把握するには実験などにより、調べる必要がある。ただし、「MC90」では使用されるコンクリートの応力状態が0~0.5f<sub>ck</sub>の範囲ではポアソン比を0.1~0.2としてよい」とあり、構造解析に与えるポアソン比の影響がそれほど大きくないことを考え合わせれば、通常の使用範囲では現行の示方書などの値を用いてもさしつかえない。

#### 3.4.5 クリープ・乾燥収縮

「道示Ⅲ」および「コ標示」に示されているクリープと乾燥収縮に関する規定は、基本的にはCEB-FIP国際指針(1978)<sup>38)</sup>に準じたもので、両者に大きな違いはない。これらは持続荷重による応力度がコンクリートの圧縮強度の40%(「道示Ⅲ」では60%)以下のコンクリートに適用されるものである(図-3.4.8)。

高強度コンクリートのクリープ・乾燥収縮は、「高強度指針」では高性能減水剤を用いる場合、高強度になるにしたがってクリープ・乾燥収縮は小さくなる傾向にあるとしている。しかし、設計計

#### 2.1.7 コンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響

コンクリート部材の設計に考慮するコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響については次のとおりとする。

(1) コンクリートのクリープひずみは式(2.1.1)により表わすものとする。

$$\epsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \quad (2.1.1)$$

ここに、 $\epsilon_{cc}$ : コンクリートのクリープひずみ

$\sigma_c$ : 持続荷重による応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_c$ : コンクリートのヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\varphi$ : コンクリートのクリープ係数

(2) プレストレスの減少量および不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は、表-2.1.8の値を標準とする。

表-2.1.8 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材令(日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

(3) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表-2.1.9の値を標準とする。

表-2.1.9 コンクリートの乾燥収縮度(普通および早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレスを導入するときのコンクリートの材令(日)		4~7	28	90	365
乾燥収縮度		20×10 <sup>-5</sup>	18×10 <sup>-5</sup>	16×10 <sup>-5</sup>	12×10 <sup>-5</sup>

(4) (2)項または(3)項によりがたい場合は、部材周囲の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材令などを考慮して別途にコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度を定めるものとする。

図-3.4.8 コンクリートのクリープ・乾燥収縮(「道示Ⅲ」)



算で用いる値に、「道示Ⅲ」あるいは「コ標示」に規定されている値をそのまま用いても計算結果から大差はないので、これらの値を用いてもよいと記述されている。また、「ACI363」でも低強度コンクリートと同等としてよいと定められている。「MC90」ではクリープ係数は、これまでの相対湿度や部材の仮想厚さによる影響に加えてコンクリートの圧縮強度の影響が考慮されており、強度が上がればクリープ係数は小さくなるようになっている。

「MC90」の基本クリープ係数は次式で与えられる。

$$\phi_o = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_o)$$

ここで

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1^3 \sqrt{h_o}}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_o) = \frac{1}{0.1 + t_o^{0.20}}$$

ここに

$$h_o = \frac{2A_c}{U}$$

$f_{cm}$  : 材令28日におけるコンクリートの平均圧縮強度(MPa)

RH : 相対湿度(%)

$h_o$  : 部材の仮想厚さ(mm)

クリープ・乾燥収縮に関する実験結果<sup>30) 32)</sup>によると、圧縮強度が90MPa以上の高強度コンクリートにおいて、初期ひずみを「MC90」に示されたヤング係数を用いて計算した場合、長期材令(50日程度以上)に対して「MC90」のクリープ式とよく一致している。また、応力比(k)が小さい場合も同様に実験値と比較的一致している。

本研究で提案した構造で使用される高強度コンクリートの持続荷重に対する応力比(k)が0.20~0.25であることを考えれば、設計で用いるクリープ係数は「MC90」に示された基本クリープ係数を用いるのがよい。一般に、クリープと乾燥収縮が有効プレストレスに与える影響は10~20%程度であり、クリープと乾

燥収縮が設計計算に大きな影響を与えない場合は、簡易的に「道示Ⅲ」の規定に準じて差し支えないと考える。

### 3.5.6 許容応力度

許容応力度は許容応力度法による概念であり、限界状態設計法では基本的にはそのような概念はない。例えば、限界状態設計法では、コンクリートの曲げ圧縮破壊に対しては部材の曲げ耐力でその安全性を照査している。各国の示方書類をみれば限界状態設計法の導入は世界的な趨勢で、AASHTO(米国)<sup>39)</sup>、BS5400(英国)<sup>40)</sup>、SIA162(スイス)<sup>41)</sup>などで限界状態設計法が取り入れられている。しかしながら、「道示Ⅲ」では許容応力度法の考え方が残されており、国内の道路橋の設計が「道示Ⅲ」にしばられることを考えれば、その許容応力について考察しておく必要がある。

#### (1) 許容圧縮応力度

「道示Ⅲ」では、コンクリートの許容曲げ圧縮応力は設計基準度の1/3より大きい大きな値を与えており、例えば、強度500kgf/cm<sup>2</sup>(49.0MPa)のコンクリートの場合の長方形断面の許容曲げ圧縮応力度は170kgf/cm<sup>2</sup>(16.7MPa)となっている。また、「コ標示」では、許容値ではないが大きな圧縮応力による過大なクリープひずみや割裂を防止するため、永久荷重作用時に対して、コンクリートの圧縮応力をその圧縮強度の40%以下に制限している。

次に「高強度指針」に規定されている高強度コンクリートの許容圧縮応力度を表-3.4.2に示す。

この基準では高強度コンクリートの許容曲げ圧縮応力度を設計基準値の1/3程度にするとつりあい鋼材比が大きくなり部材としてのじん性が低下するため、以下のような考え方で許容応力度を算定している。

設計基準強度 $\sigma_{ck}$ が400kgf/cm<sup>2</sup>(39.2MPa)の場合の設計つり合い鋼材比 $\rho_b$ が終局つりあい鋼材比 $\rho_u$ に対して持つ余裕を、高強度コンクリートの場合に持つように、部材のじん性について配慮してコンクリートの許容曲げ圧縮応力度を算定する。すなわち、 $\rho_b$ と $\rho_u$ の比率 $\alpha(=\rho_u/\rho_b)$ がほぼ一定となるように許容値を決定している。



表-3.4.2 プレストレストコンクリートの許容圧縮応力度

適用範囲		設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )							600	800
		曲げ圧縮	長丁二形軸	方お曲	よげ	形びの箱ぐ	断形う	断角	面面部	
プレストレス直後									230	260
									220	250
									240	270
使用状態									170	180
									190	220
									180	210
									200	230
									150	165

圧縮強度1,000kgf/cm<sup>2</sup> (98.1MPa)のコンクリートについて、「高強度指針」に示された800kgf/cm<sup>2</sup>の場合の $\alpha$ と同じになる許容値を試算すると $\sigma_{ca} \approx 275\text{kgf/cm}^2$  (27.0MPa)となる。

コンクリート強度	800kgf/cm <sup>2</sup>	1,000kgf/cm <sup>2</sup>
許容値	210 "	275 "
$\rho_b$	0.001631	0.001364
$\rho_u$	0.02292	0.01948
$\alpha$	14.1	14.3

注) 鋼材応力  $\sigma_{sy} = 16,275\text{kgf/cm}^2$ 、 $\sigma_{sa} = 10,500\text{kgf/cm}^2$ 、  
コンクリートのヤング係数は全て  $4.5 \times 10^5\text{kgf/cm}^2$ としている。

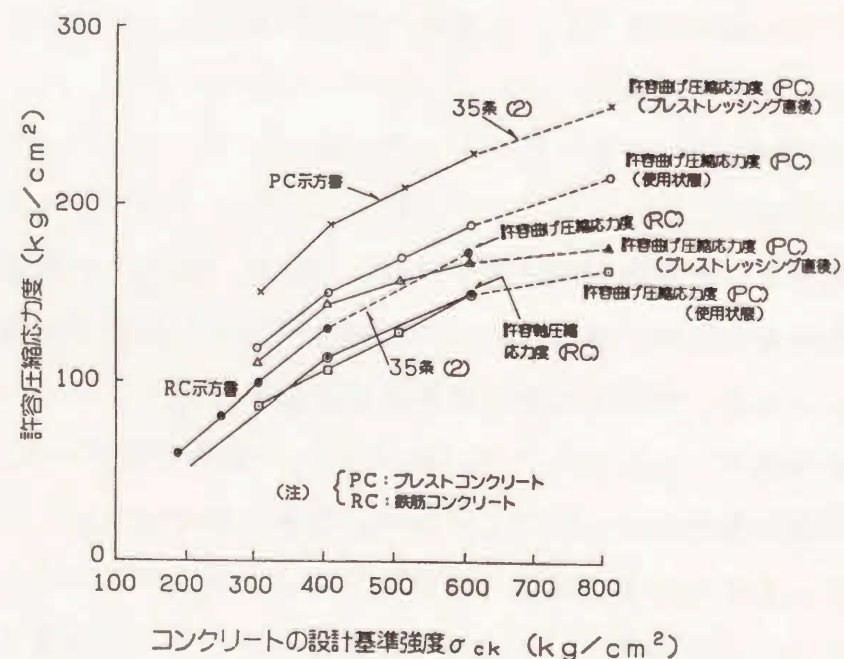


図-3.4.9 各基準での許容圧縮応力度 (「高強度指針」)

## (2) 許容引張応力度

許容引張応力度は、基本的にはコンクリートの設計引張強度を安全率で除した値と考えられる。したがって、厳密には試験などで得られた引張強度の特性値を同様の安全率で除した値とすることができる。

高強度コンクリートの許容引張応力を規定している基準類は、「高強度指針」のみであり、そこではPC構造に対して圧縮強度800kgf/cm<sup>2</sup> (78.4MPa)で記述されている(表-3.4.3)。

表-3.4.3 プレストレストコンクリート部材の許容曲げ引張応力度

適用範囲		設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	
		600	800
プレストレス直後	I 種	21	24
	II 種	28	32
	III 種	28	32
永久荷重作用時	I 種	0	0
	II 種	0	0
	III 種	きびしい環境 14 普通の環境 28	16 32
使用状態	I 種	0	0
	II 種	35	40
	III 種	—	—

圧縮強度800~1,000kgf/cm<sup>2</sup> (78.5~98.1MPa)のコンクリートの許容曲げ引張応力度を算定するのは難しいが、例えば「コ標示」で示されている曲げ強度や引張強度のように、許容値が  $(f_c)^{2/3}$  に比例すると仮定すると、上記の表からII種の使用状態における1,000kgf/cm<sup>2</sup> (98.1 Pa)のコンクリートの許容曲げ引張応力度は、46kgf/cm<sup>2</sup> (4.5MPa)となる。ただし、この仮定は許容値を危険側に算出する可能性がある。

なお、今回提案しているスラブトラス構造については、プレキャスト部材となっているため設計荷重状態での引張応力は許されず、さらに1.7倍の活荷重を載荷した状態で25kgf/cm<sup>2</sup> (2.5MPa)以下の引張応力度に抑えなければならない。



### (3) 許容斜引張応力度

コンクリートの許容斜引張応力度は、主応力方向の引張応力（ひびわれ）に対する許容値であるので、許容引張応力度と同様に基本的には引張強度に比例した値と考えられる。前述の様に、許容斜引張応力度が $(f'c)^{2/3}$ に比例すると仮定すると、「高強度指針」に示された圧縮強度 $800\text{kgf/cm}^2$  ( $78.4\text{MPa}$ )の許容値（表-3.4.4）から、圧縮強度 $1,000\text{kgf/cm}^2$  ( $98.1\text{MPa}$ )のコンクリートのⅡ種のせん断による許容応力度は $37\text{kgf/cm}^2$  ( $36.2\text{MPa}$ )となる。

表-3.4.4 プレストレストコンクリート部材の許容斜引張応力度

設計基準強度 $\sigma_{ck}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )		600	800
適用範囲			
Ⅰ種	せん断による応力	11	12
	せん断とねじりによる応力	17	19
Ⅱ種	せん断による応力	28	32
	せん断とねじりによる応力	35	40

表-3.4.5 コンクリートの許容せん断応力度

設計基準強度 $\sigma_{ck}$ ( $\text{kg/cm}^2$ )		600
適用範囲		
斜引張鉄筋の計算をしない場合 $\tau_{a1}$	はりの場合	6
	スラブの場合	12 <sup>注)</sup>
斜引張鉄筋の計算をする場合 $\tau_{a2}$	せん断力みの場合	27
	せん断力とねじりによる応力	32

注) 押抜きせん断に対する値である。

### (4) 許容せん断応力度

「高強度指針」の参考資料に示されてたコンクリートの許容せん断応力度を表-3.4.5に示す。図より設計基準強度の増加につれて許容せん断応力度も若干増加している。しかし、 $100\text{MPa}$ クラスの高強度コンクリートのせん断強度については十分検討されておらず、明解になるまでは「道示Ⅲ」に示された圧縮強度 $500\text{kgf/cm}^2$  ( $49.0\text{MPa}$ )の許容値 $\tau_{a1} = 6.5\text{kgf/cm}^2$  ( $0.64\text{MPa}$ )を使用する。

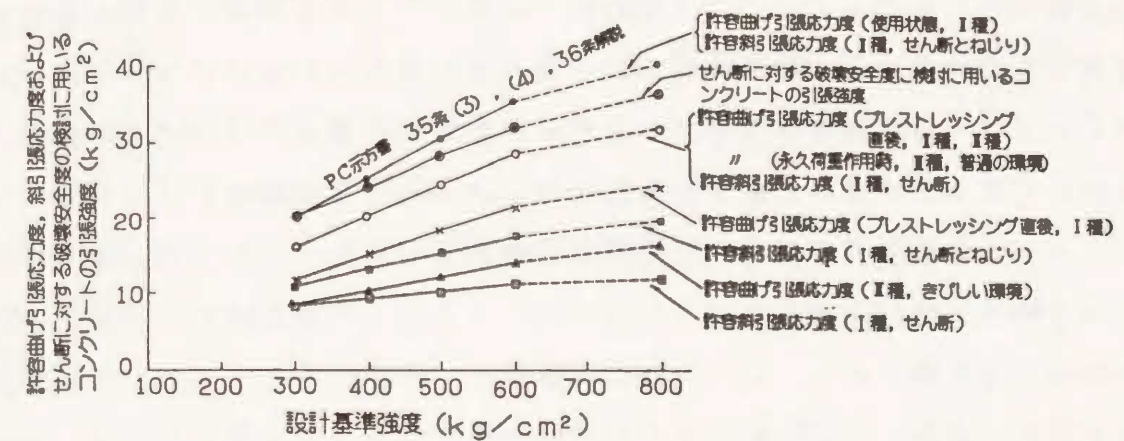


図-3.4.10 コンクリートの許容曲げ引張応力度、許容斜引張応力度およびせん断に対する破壊安全率の指針に用いるコンクリートの引張強度（「高強度指針」）

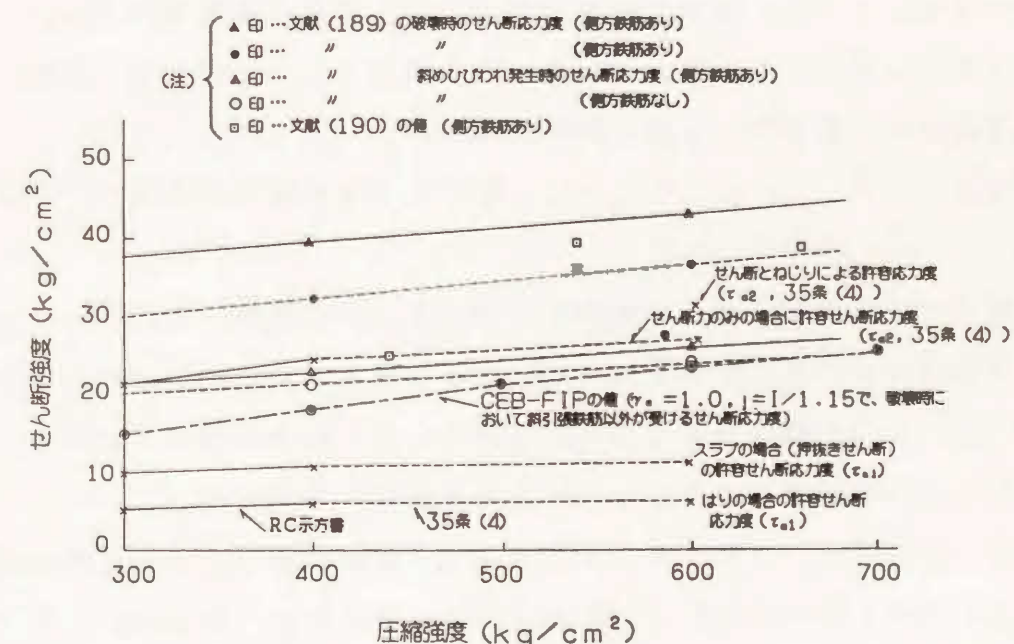


図-3.4.11 コンクリートの許容せん断応力度（「高強度指針」）



### 3.5 むすび

本研究では圧縮強度80~100MPa程度のコンクリートを対象としている。そこで本章では、まず、これまでの高強度コンクリートの材料特性に関する既往の研究のとりまとめ、本研究で想定にしている圧縮強度が現在のコンクリート技術レベルで十分実用化できることを明らかにした。特にクリープと乾燥収縮に関しては、次に挙げ二種類の実験を行った。一つは高強度コンクリートの応力とひずみにおよぼす長期的な時間の影響と、クリープメカニズムを考えるための若材令で持続荷重が作用した時のコンクリートの瞬間弾性ひずみの経時変化に関する実験である。もう一つは高強度コンクリートのクリープの経時変化を実験的に検証し、CEB-MC90式の適用性を検討するための実験である。既往の研究と力学的特性に関する実験的研究の結果と、現行の技術基準類(土木学会、日本道路協会およびACI、CEB-FIP)などの規定値との関係から、実用的な設計用値にまで整理すると次の通りである。

①本研究で対象としている圧縮強度80MPa~100MPa程度の高強度コンクリートの材料特性は、既往の研究成果からみて、十分適用できる範囲である。

②しかし、高強度コンクリートの製造や施工にあたってはすぐに現場施工では課題が残る。そこで、最適骨材の選定を行い、通常の品質管理体制のもと、促進養生を行う条件のもとで、プレキャスト部材として工場製品と同様に製作すれば技術的にも経済的にも何ら問題はない。

③高強度コンクリートの力学的特性に関する実験的研究から次のことがいえる。

(a) 応力-ひずみ関係は、圧縮強度100MPaまでは直線性が確認された。

(b) 高強度コンクリートの若材令における強度増加はMC90式、ヤング係数は $E_c = 40,000f_c^{1/3}$ が適用可能であることが判った。乾燥収縮についても、単位水量が同じである普通コンクリートのものと同様の結果である。

(c) 次に高強度コンクリートのクリープは、載荷材令における圧縮強度に対する応力の比が小さいときには、MC90式の推定値とはほぼ一致するが、応力比が大きいとき、またその推定方法については、現在調査中である。

(d) 高強度コンクリートのヤング係数は、「MC90」の低減されたヤング係数、または $E_c = 40,000f_c^{1/3}$  (kgf/cm<sup>2</sup>)の式を用いればよい。

(e) 設計で用いる高強度コンクリートのクリープ係数は、「MC90」に示されたクリープ係数を用いるのがよい。ただし、クリープと乾燥収縮が設計計算に大きな影響を与えない場合は、道路橋示方書の規定に準拠することを提案する。

④許容応力度法での設計用値は、現行の技術基準の規定値の延長線上の値とする。ただし、許容せん断応力度に関しては、「道示Ⅲ」の値を許容値とする。ポアソン比については、構造解析に与えるポアソン比の影響がそれほど大きくないと考えられるので、現行の技術基準の値を用いることができる。



参考文献

- 1) 村田二郎・国府勝郎・福澤公夫：最新コンクリート技術選書 8 巻－高強度コンクリート－，山海堂，pp. 89～242，Dec.，1987
- 2) 福地利夫・大濱喜彦：ポリマー含浸法による超高強度コンクリートの開発，セメント・コンクリート，No. 368，pp. 28～33，Apr.，1979
- 3) 天川元基：破壊力学－理論・解析から工学的応用まで－，培風館，pp. 11～26，1988
- 4) 後藤誠史：セメント硬化体と空隙（その 1，その 2），セメント・コンクリート化学とその応用，（社）セメント協会，pp. 28～39，Aug.，1987
- 5) 小柳 治：コンクリートの高強度化とその限界，コンクリート工学，Vol. 14，No. 3，pp. 3～8，Mar.，1976
- 6) 大濱喜彦：手段を尽くせばここまで高強度になる－高強度コンクリートの限界－，セメント・コンクリート，No. 546，pp. 64～69，Aug.，1992
- 7) W. Czernin（徳根吉郎訳）：建設技術者のためのセメント・コンクリート化学，技報堂，pp. 66，Dec.，1969
- 8) 森茂三郎：実用コンクリート技術（下）－高強度コンクリート－，建築技術，pp. 1～24，June，1977
- 9) 内川 治：水和セメントの強度，セラミックス，3[3]，pp. 159～170，May，1968
- 10) 森野奎二：骨材との付着の観点から強度をみる，セメント・コンクリート，No. 546，pp. 124～127，Aug.，1992
- 11) 児玉和己・岡沢 智：高強度化のための高性能 A E 減水剤の開発，セメント・コンクリート，No. 546，pp. 24～32，Aug.，1992
- 12) 幸村 悟・坂井悦郎：高強度化のための混和材の開発，セメント・コンクリート，No. 546，pp. 34～40，Aug.，1992
- 13) 米倉亜州夫：シリカフューム，コンクリート工学，Vol. 26，No. 4，pp. 19～24，Apr.，1988
- 14) 須藤儀一・秋葉徳二：常温養生と蒸気養生とオートクレーブ養生，コンクリート技術者のためのセメント化学雑論，（社）セメント協会，pp. 15～

- 19，1983
- 15) 田村二郎・河野 清・小池欣司：最新コンクリート技術選書 10 巻コンクリート工場製品，山海堂，pp. 24～26，July，1980
- 16) 長滝重義：高強度コンクリートの諸性質，コンクリート工学，Vol. 14，No. 3，p. 33～41，Mar.，1976
- 17) 服部健一ほか：高強度コンクリートの圧縮強度とセメント空隙比の関係について，セメント技術年報 34，pp. 250～252，1980
- 18) 近藤幹夫・小柳 治・児玉和己：高強度コンクリートの諸特性と耐久性について，材料，Vol. 24，260号，pp. 432～440，May，1975
- 19) 高強度コンクリートの構造部材への適用に関する研究（その 2），U-2，セメント協会，Sept.，1983
- 20) 高強度コンクリートを用いた構造物の設計施工要領，（社）セメント協会，Aug.，1983
- 21) コンクリート橋の長大化に関する調査報告書，報告書資料，プレストレストコンクリート技術協会，1970，1971，1972
- 22) 松本喜司・斉藤俊彦・三浦一郎・峯 好武：安家川鉄道橋（上路式 P C トラス橋）の設計・施工，土木学会論文報告書，No. 26，pp. 97～111，Aug.，1987
- 23) 村田・越川・宮田：コンクリートの応力ひずみ曲線について，第 30 回土木学会年次講演会講演概要集，第 5 部，pp. 195～196，Oct.，1975
- 24) 秋元 泰輔：高強度コンクリートを用いた構造部材の研究，第 1 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp. 361～364，1979
- 25) 町田 富士夫，広瀬 卓蔵ほか：高強度コンクリートを用いた P C 橋の設計・施工(1)，(2)，プレストレストコンクリート，Vol. 16，No. 4，pp. 30～36，Aug.，1974，Vol. 16，No. 5，pp. 36～45，Oct.，1974
- 26) 長滝重義・米倉亜州夫：コンクリートの乾燥収縮およびクリープの機構に関する考察，コンクリート工学，Vol. 20，No. 12，pp. 85～95，Dec.，1982
- 27) 長滝重義・米倉亜州夫：高性能減水剤、高強度コンクリートへの応用，セメント・コンクリート，No. 427，pp. 18～26，Sept.，1982



- 28) 森 博嗣：高強度コンクリート・施工の限界，セメント・コンクリート，No.546，pp.88～98，Aug.，1992
- 29) CEB-FIP MODEL CODE 1990(Final Draft)，Bulletin D'Intormation No.195，pp.2-26～2-27，Mar.，No.203，pp.2-27，July，1991
- 30) 島 弘・則武 邦具・河野 清：コンクリートに若材令で持続荷重が作用した時のひずみ変化、徳島大学工学部研究報告，第37号，pp.56～64，May，1992
- 31) 岡村 甫・前田詔一：鉄筋コンクリート工学，市ヶ谷出版社，pp.16，Jan.，1987
- 32) 島 弘・則武 邦具・河野 清：石丸啓輔：高強度コンクリートのクリープに関する実験的研究，徳島大学工学部研究報告書，第38号，pp.50～58，May.1993
- 33) 道路橋示方書（Ⅲ，コンクリート橋編），（社）日本道路協会，pp.37～44，平成2年2月
- 34) コンクリート標準示方書〔設計編〕，（社）土木学会，pp.24～29，平成3年9月
- 35) 鉄道構造物等設計標準・同解説[コンクリート構造物]，鉄道技研究所，Oct.，1992
- 36) 高強度コンクリート設計施工指針（案），コンクリートライブラリー第47号，（社）土木学会，pp.33～38，昭和55年9月
- 37) ACI committee 363：State of the Art Report on High-Strength Concrete，ACI Journal，Vol.81，No.4，pp.364～411，July-Aug.，1984
- 38) CEB-FIP Model Code Concrete structures：CEB-FIP International Recommendations，3rd Ed，1978
- 39) The American Association of State Highway and Transportation Officials：Standard Specifications for Highway Bridges，1989
- 40) British Standards Institution：BS5400，The design and specification of steel and concrete and composite Bridges，1978
- 41) Suhwaizerisher Ingenieur und Architekten-Verein：SIA 162，Betonbauten 1984

## 第4章 実構造物での有効性の検討

### 4.1 まえがき

ここでは、前章で提案したスラブトラス構造を実際の構造物に適用した場合の特性を把握するために、3径間連続形式の実構造で試設計を行い、従来の構造との比較により両者の得失を明らかにする。試設計の対象とした構造は本研究で提案のスラブトラス構造と、Bubiyān橋(図-2.3.7)やSylans, Glacières橋のように床版とトラス材を一体化した合成トラス構造で、その断面力、プレストレス、使用コンクリート量およびP C鋼材量について比較検討する。

主な研究項目を以下にあげる。

- ①従来の合成トラス構造と比較した構造特性
- ②スラブトラス構造としての優位性

### 4.2 対象とした構造物

#### 4.2.1 設計条件

検討の対象を道路橋とし、断面は標準的な幅員10.0mとする。構造形式は上路式の3径間連続形式とする。橋梁の規模は構造の適用性を検討するため中間支間を変えた3タイプ(50m, 75m, 100m)で試設計を行う。なお、側径間長は中央支間の80%とする。また、架設はプレキャストセグメント工法による押出し架設工法で検討する。

#### ①一般条件

- 形 式：P C 3径間連続スラブトラス橋とP C 3径間連続合成トラス橋
- 橋 格：一等橋
- 橋 長：3タイプ〔130m、195m、260m〕
- 支 間：3タイプ〔40+50+40、60+75+60、80+100+80〕(m)
- 総幅員：10.0m(有効幅員：9.0m)
- 架設方法：押出し架設工法

#### ②設計荷重

- 活荷重：TL-20
- 衝撃係数：10/(25+L)



死荷重 : コンクリート自重、舗装、地覆、高欄

③使用材料 ( )内は合成トラス構造

コンクリート 設計基準強度  $f'_{ck}=1000\text{kgf/cm}^2$  [98.1MPa]  
( $400\text{kgf/cm}^2$  [39.2MPa])

鉄筋 SD345

P C 鋼材 床版、トラス、接合部 SBPR930/1180  $\phi 32\text{mm}$

④許容応力度

コンクリート

表-4.2.1 コンクリートの許容応力度  
単位:  $\text{kgf/cm}^2$  ( $\times 9.8 \times 10^{-2}\text{MPa}$ )

設計基準強度		1000	400
曲げ圧縮応力度	設計荷重作用時	275	140
曲げ引張応力度	設計荷重作用時	0	0
斜引張応力度		37	20

P C 鋼材

表-4.2.2 P C 鋼材の許容応力度  
単位:  $\text{kgf/cm}^2$  ( $\times 9.8 \times 10^{-2}\text{MPa}$ )

鋼材種別	SBPR930/1180 $\phi 32$
引張強度	12,000
降伏点応力度	9,500
プレストレッシング直後	8,070
設計荷重作用時	7,120

#### 4.2.2 構造

##### (1) 構造寸法

検討した解析モデルの標準的な構造図を図-4.2.1に、支間割およびトラス配置を表-4.2.3に示す。また、主要寸法を表-4.2.4に示す。なお、橋軸方向のトラス間隔はプレキャスト部材の製作、運搬などを考慮してすべて2.5mとする。支点上断面ではトラス部材間を充填して壁構造とする。また、ねじりおよび橋軸直角方向の剛性に対しては(4)に示すFEM解析の結果により、中間横桁(プレキャスト部材)を25m間隔に配置している。

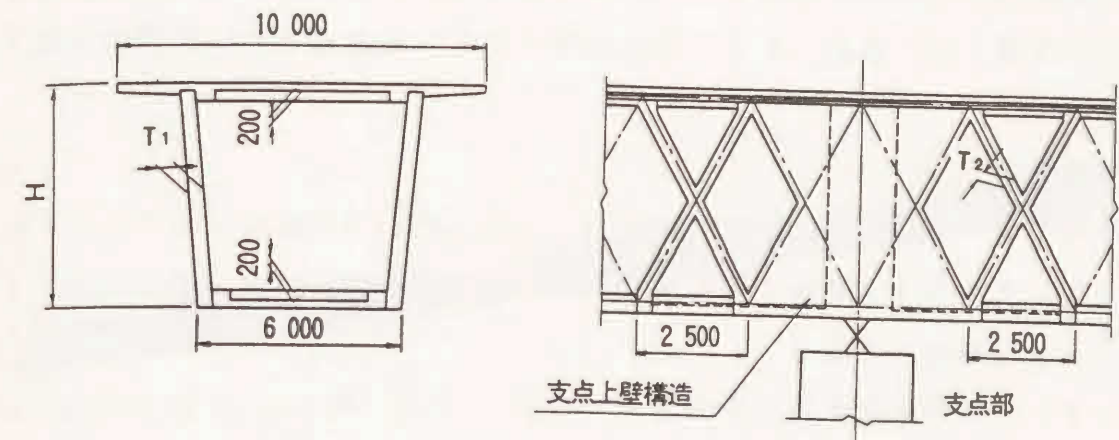


図-4.2.1 構造図

表-4.2.3 支間割およびトラス配置

側径間 $L_1$	中央径間 $L_2$
$16 \times 2.5 = 40\text{m}$	$20 \times 2.5 = 50\text{m}$
$24 \times 2.5 = 60\text{m}$	$30 \times 2.5 = 75\text{m}$
$32 \times 2.5 = 80\text{m}$	$40 \times 2.5 = 100\text{m}$

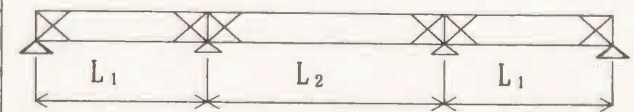


表-4.2.4 解析モデル標準部主要寸法

検討タイプ		スラブトラス構造			合成トラス構造		
支間	$L$ (m)	50	75	100	50	75	100
構高	$H$ (m)	3.3	5.0	6.7	3.3	5.0	6.7
床版厚 $t$ (cm)	上床版	20	20	20	27	27	27
	下床版	20	20	20(30)	27	27	27(35)
断面積 $A$ ( $\text{m}^2$ )	上床版	2.24	2.40	2.60	3.03	3.18	3.40
	下床版	1.44	1.60	1.80	1.95	2.10	2.32
トラス $T$ (cm)	標準部	30 $\times$ 30	40 $\times$ 40	45 $\times$ 50	40 $\times$ 55	50 $\times$ 60	60 $\times$ 70
	支点部	30 $\times$ 35	40 $\times$ 40	45 $\times$ 50	40 $\times$ 55	50 $\times$ 70	60 $\times$ 90

( )内は支点上の床版厚

##### (2) 荷重

荷重としてはトラス、床版、横桁の自重と舗装、地覆、高欄などの橋面荷重



および一等橋としての活荷重(TL-20)を考慮する。また、架設時の荷重としてはこれに手延べ桁の自重、および架設段階に応じた構造系での自重を考える。

### (3) 使用材料

スラブトラス構造では  $f'_{ck}=1000\text{kgf/cm}^2$  (98.0MPa) の高強度コンクリートを使用する。合成トラス構造は現場施工から  $f'_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$  (39.2MPa) の普通コンクリートを使用する。

コンクリートの弾性係数は、 $f'_{ck}=1000\text{kgf/cm}^2$  に対して  $E_c=3.9\times 10^5\text{kgf/cm}^2$  ( $3.82\times 10^3\text{MPa}$ )、 $f'_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$  に対して  $E_c=3.1\times 10^5\text{kgf/cm}^2$  ( $3.04\times 10^3\text{MPa}$ ) とする。また、クリープ係数は道路橋示方書 I 共通編 2.1.7 の項を用いる。

### (4) ねじり剛性の評価

上下に床版を有し、ウェブがトラスの断面をもつ準閉断面のねじり剛性の評価については検討を要する。特に、支間部に配置する横桁によってねじり剛性が変化する。一般に箱桁橋においては支点上の他に横桁を設けることになっているが、スラブトラス構造ではどの程度の間隔で横桁を設けるかを FEM 解析より検討する。

図-4.2.2 に示す立体解析モデルで、3 径間連続トラス構造の各径間に中間横桁が無い場合 (TYPE-A) と支間中央に一か所 (TYPE-B) および支間の約 1/3 に二か所に設ける場合 (TYPE-C) の 3 タイプについて、ねじり載荷して変位量を比較する。

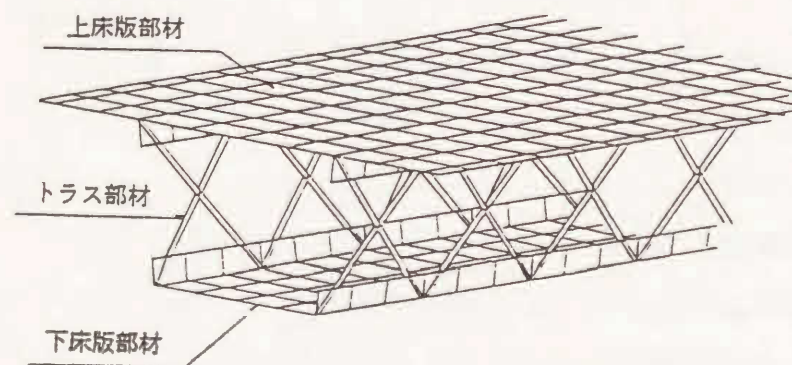


図-4.2.2 解析モデル

図-4.2.3 のように、ねじり荷重を側径間と中央径間中央に作用させる。ねじり荷重を作用させた時の桁断面の回転と曲げ変形による鉛直変位量を中間

横桁の有無で異なるタイプ別に比較する。中央径間ねじり載荷時の中央径間の変位図を図-4.2.4に示す。

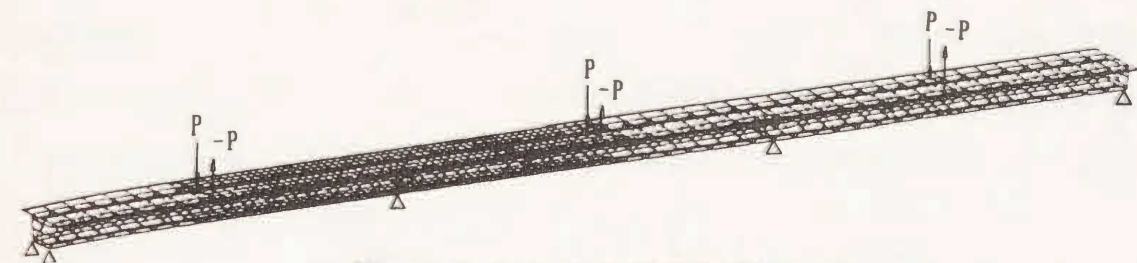
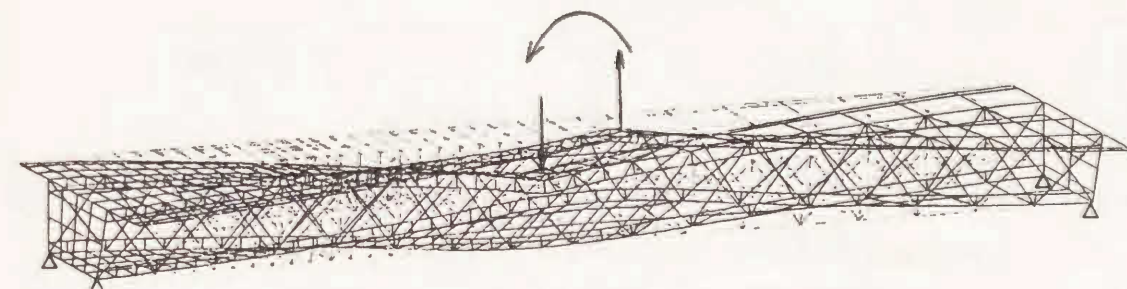
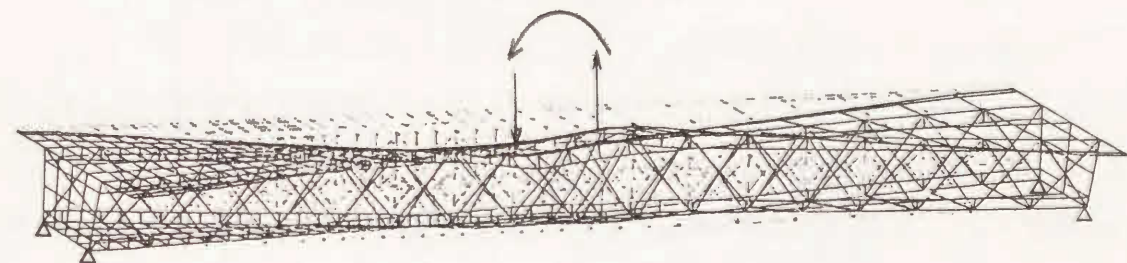


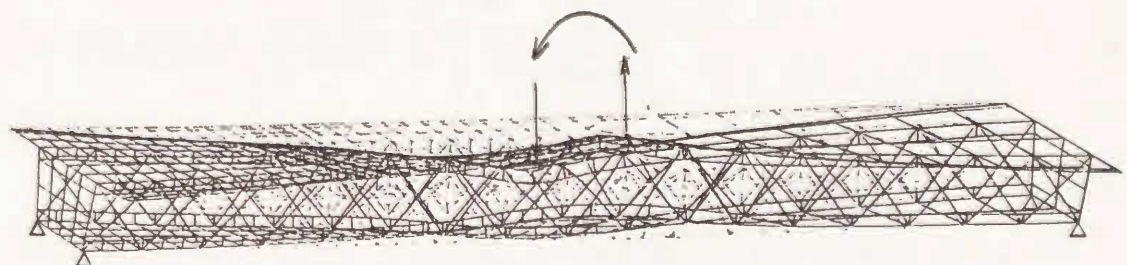
図-4.2.3 ねじり荷重載荷ケース



中間横桁のないタイプ (A)



中間横桁が一か所のタイプ (B)



中間横桁が二ヶ所のタイプ (C)

図-4.2.4 中央径間の変位図 (中央径間ねじり載荷時)

次に中央径間部の上床版とウェブの交点の鉛直変位量を図-4.2.5に示す。この結果では、ねじり荷重を支間中央に載荷した状態で比較したため、載荷点に近い支点から 20~25.5m 付近では、載荷荷重による変位の乱れが生じている



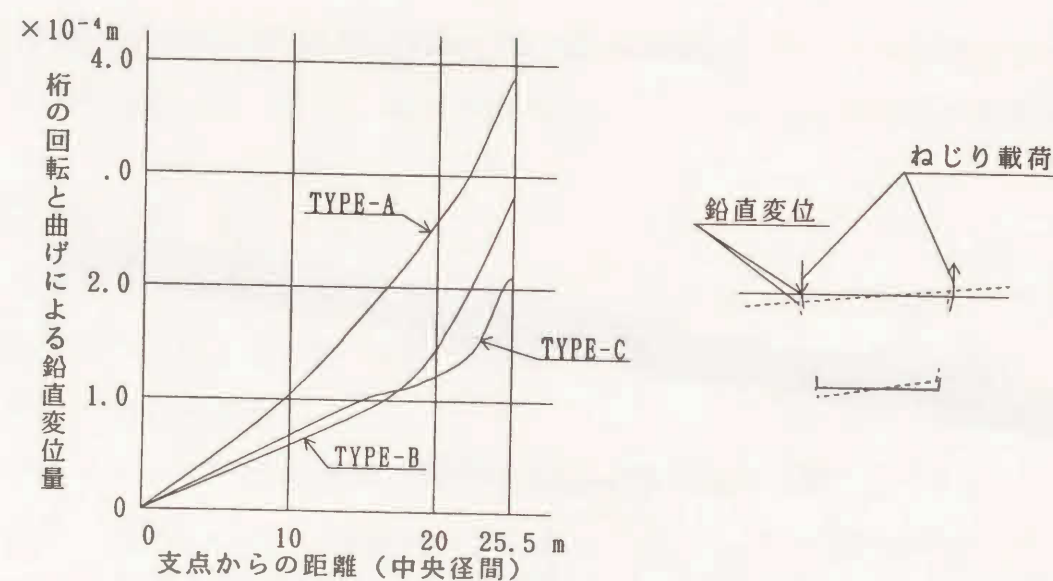


図-4.2.5 中央径間鉛直変位量

と言える。しかし、いずれにしてもこのグラフから中間横桁を設置することにより、ねじり剛性が確保されたと言える。

ただし、ねじり荷重を支間中央に载荷したケースで検討しているため、中央に横桁が一カ所あるタイプでは、直接荷重が横桁の効果により、部材のせん断流として伝達するため、断面の曲げによる変形は小さくなっている。

ちなみに、横桁の影響が小さい中央径間の1/4点の鉛直変位を図-4.2.6に示す。このグラフから中間横桁を設置することにより、ねじり剛性が確保されることが確認され、支間部に20~25m間隔に横桁を配置することによりねじり剛性に対する効果は大きいと言える。

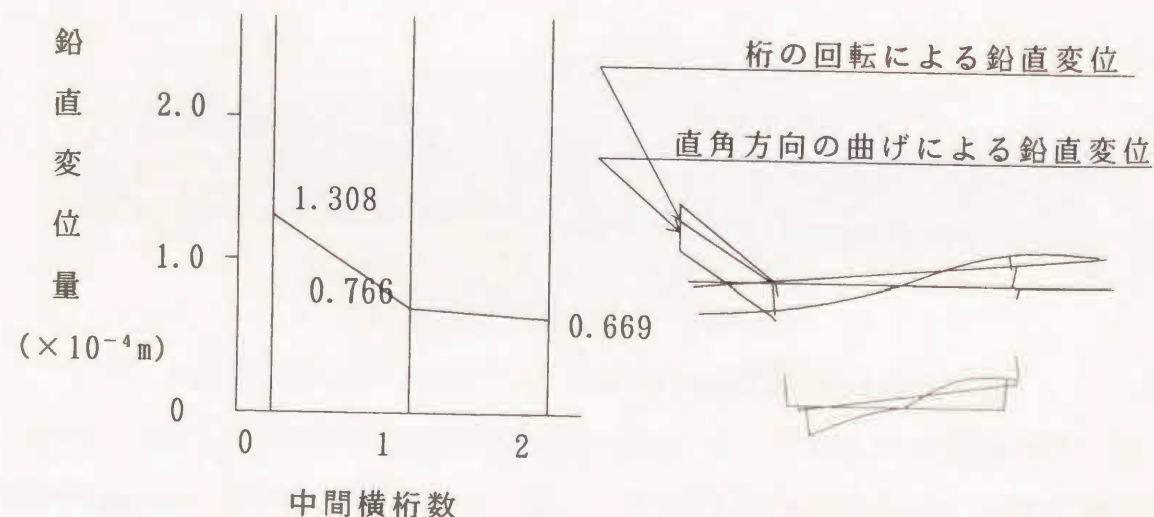


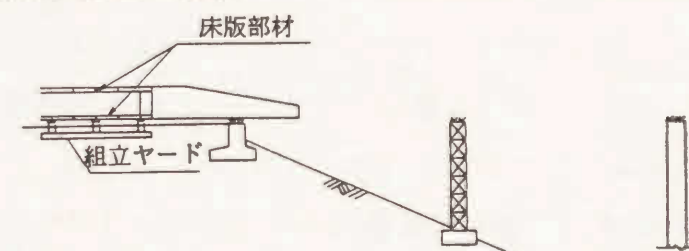
図-4.2.6 ねじり载荷時鉛直変位量

#### 4.2.3 施工

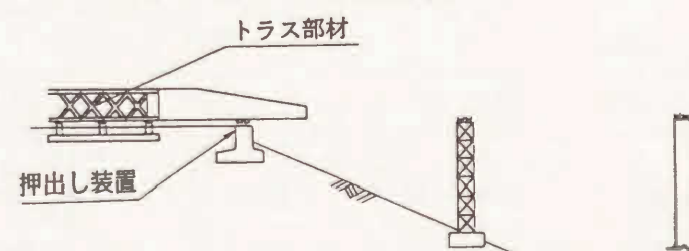
設計対象としたスラブトラス構造の施工要領を図-4.2.7に示す。

プレキャスト部材の組立てを、橋台背面の組立ヤードにて行い、上床版、下床版の部材を別々に組立て、橋軸方向のプレストレスを導入した後、あらかじめプレストレスを導入したトラス材を上下床版の間に配置し、接合用鋼棒で一体化する。組立て終了した部材は押出し装置により前方へ移動する。単位押出

##### ①床版部材組立、緊張



##### ②トラス部材組立、接合部鋼材緊張



##### ③押出し架設を繰り返す

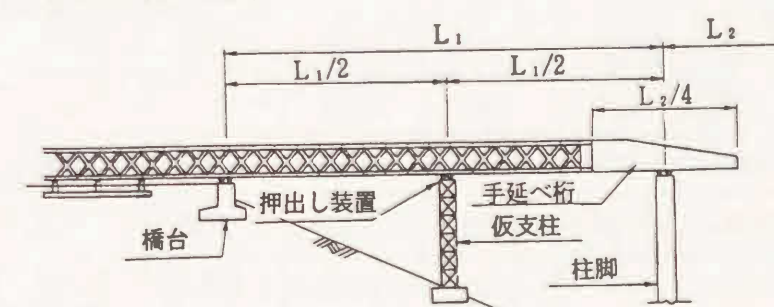


図-4.2.7 押出し架設要領図

し長さとしては10~15m程度とする。以下順次、同じ作業を繰り返す。

ちなみに、合成トラス構造ではプレキャスト部材を組み立てる時の接合部は場所打ちし、その後にプレストレスが導入される。

押出し架設に際しては、仮支柱を各径間に1カ所設置する。押出し桁先端には仮支柱支間の1/2(中央径間長の1/4)程度の長さの手延べ桁を取り付け、架設時の断面力を低減する。



#### 4.3 設計計算結果

##### 4.3.1 断面力

スラブラス構造の部材断面力の算定にあたっては、格点を剛とし、各部材に軸力、曲げモーメントおよびせん断力が作用するトラス構造として構造解析した。各検討モデルの主要断面の設計荷重時(自重+橋面荷重+活荷重)部材軸力を表-4.3.1に示す。

表-4.3.1 主要断面の設計荷重による部材軸力(完成系)

単位: tf( $\times 9.8\text{kN}$ )

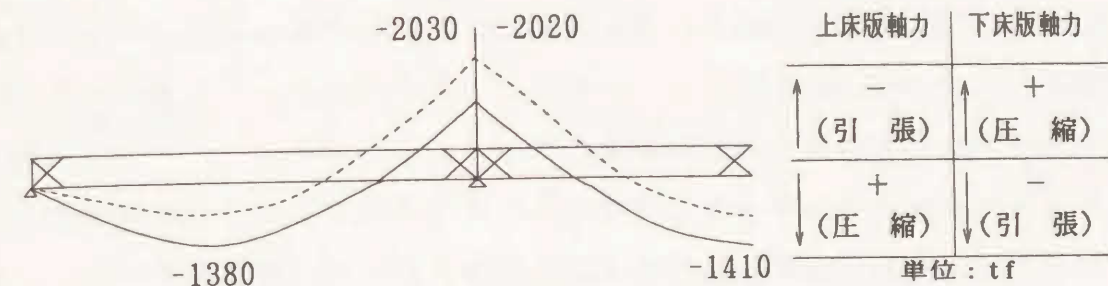
検討タイプ		スラブラス構造			合成トラス構造		
支	間 (m)	50	75	100	50	75	100
側径間 下床版	自重	-490	-850	-1350	-640	-1150	-1970
	橋面	-150	-210	-280	-150	-210	-280
	活荷重	-260	-320	-400	-260	-320	-390
	合計	-900	-1380	-2030	-1050	-1680	-2640
支点上 上床版	自重	-720	-1350	-2230	-980	-1860	-3300
	橋面	-220	-340	-460	-230	-340	-460
	活荷重	-250	-340	-440	-250	-350	-450
	合計	-1190	-2030	-3130	-1460	-2550	-4210
中央径間 下床版	自重	-490	-840	-1350	-630	-1130	-1940
	橋面	-150	-210	-280	-150	-210	-280
	活荷重	-290	-360	-420	-290	-360	-420
	合計	-930	-1410	-2050	-1070	-1700	-2640
トラス	自重	-90	-150	-240	-120	-220	-360
	橋面	-30	-40	-50	-30	-40	-50
	活荷重	-30	-40	-50	-30	-30	-40
	合計	-150	-230	-340	-180	-290	-450

トラス部材は支点付近の部材一本の軸力を示す。



左図に主要断面の位置を示す。

高強度コンクリートの利用とプレストレスによる二次軸力の減少により、部材寸法が大幅に縮小することにより自重による断面力が減少した。合成トラス構造と比べて支点上で18~26%、支間中央で20~22%と支間の長大化につれて大きくなりその差が広がっている。上下の床版部材での軸力の一例を図-4.3.1に示す。



スラブラス構造(支間 75m)設計荷重時

図-4.3.1 軸力図

##### 4.3.2 プレストレス

###### (1) 配置本数

完成系で算定した断面力と、押出し架設工法で施工する時の架設時断面力に対して配置したPC鋼棒(SBPR930/1180)φ32mmの主要断面における本数を表-4.3.2に示す。

表-4.3.2 主要断面のPC鋼棒配置本数

検討タイプ			スラブトラス構造			合成トラス構造		
支 間 (m)			50	75	100	50	75	100
床 版	側径間	上	24(10)	42(18)	60(26)	(14)	(24)	(38)
		下	18	28	42	26	40	62
	支点上	上	24	42	64	22	42	70
		下	16(6)	28(12)	44(18)	(16)	(22)	(32)
	中央径間	上	24(10)	42(18)	60(26)	(14)	(24)	(38)
		下	20	30	42	32	48	70
トラス			4(2)	6(4)	8(4)	4(2)	6(4)	10(6)
接合部 (標準部)			2	2	2	0	0	0

( ) 内は押出し架設時に必要な本数を示す。



## (2) スラブラス構造のPC鋼材の配置

### ① 床版部材

スラブラス構造のPC鋼材の配置は次のような考え方で行う。

床版部材の任意の設計断面において、上床版または下床版の引張部材に対して必要なプレストレス量、すなわちPC鋼材本数を算定する。この場合、それぞれの床版に相対して下床版または上床版に、同一ひずみとなるようなPC鋼材本数(プレストレス量)を配置する。そして、そのプレストレス量が導入された圧縮部材の許容圧縮応力度の照査を行う。

次に押出し架設中の必要本数を同様の考え方で算定する。この場合に求められた本数が上床版側の配置されなければならない最小の必要本数である。したがって、この本数は全設計断面に共通して配置することとなる。

上下床版に配置したスラブラス構造のPC鋼材本数を図-4.3.2~4に示す。

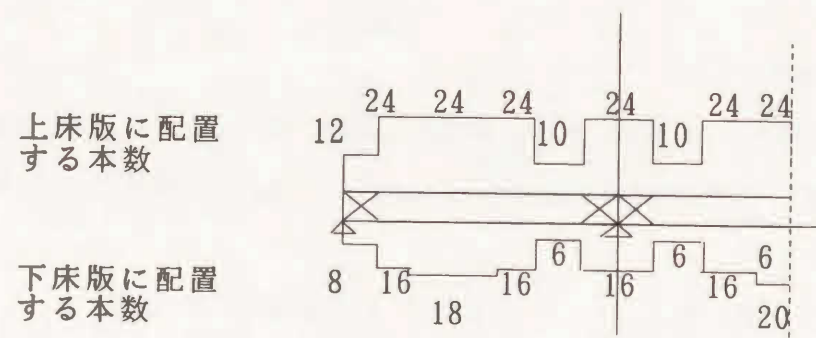


図-4.3.2 上下床版PC鋼材配置本数(支間50m)

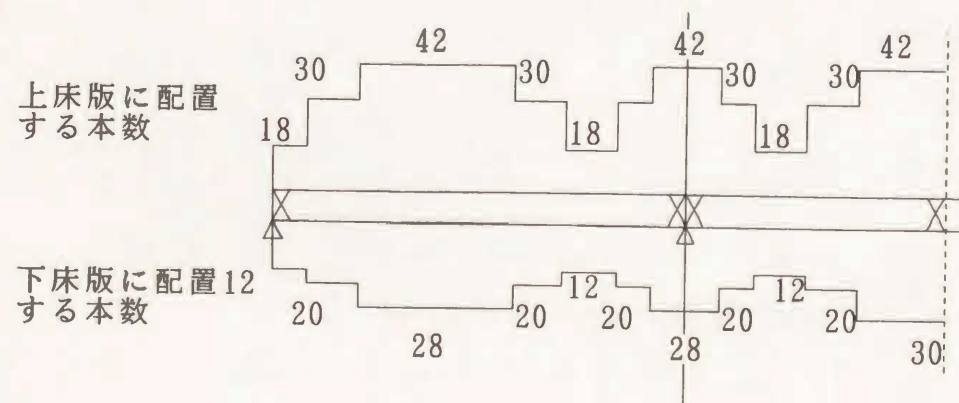


図-4.3.3 上下床版PC鋼材配置本数(支間75m)

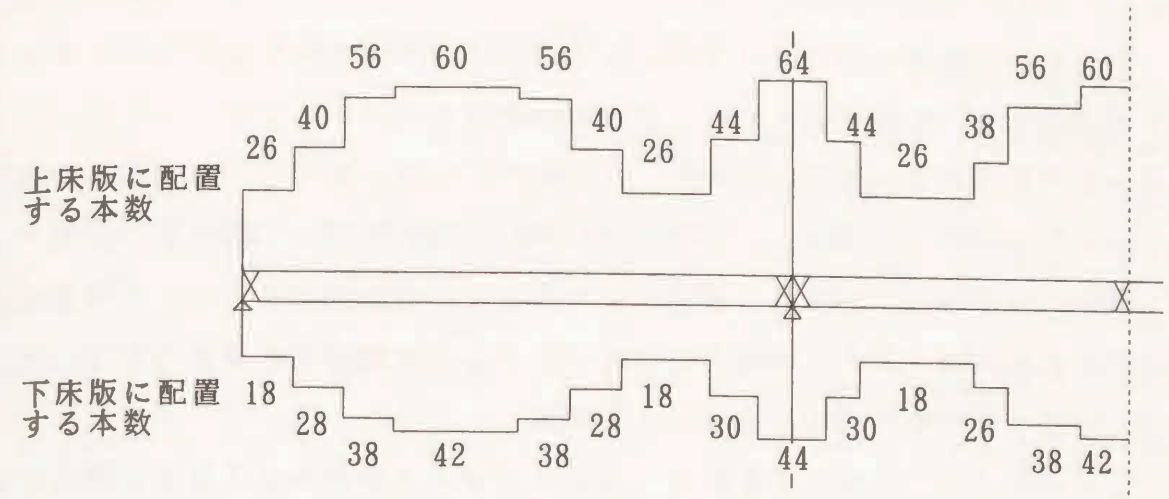


図-4.3.4 上下床版PC鋼材配置本数(支間100m)

### ② トラス部材

トラス部材では、引張部材に対して必要なPC鋼材本数(プレストレス量)を算定する。床版部材と同様に圧縮部材にも同一ひずみになるようPC鋼材を配置し、圧縮部材の許容圧縮応力度の照査を行う。また、押出し架設中の必要本数も同様の考え方で算定する。

### ③ 接合部

PC鋼材のプレストレスによる摩擦力で力を伝達する構造なので、部材間の摩擦係数 $\mu=1.0$ <sup>7)</sup>として必要な本数を算定する。この場合には架設時に必要な本数を配置する。

以上のようなPC鋼材の配置方法では、圧縮部材にはプレストレスによる導入力に加算される。したがって、高い許容圧縮応力度をもつ高強度コンクリートを利用することが必要となる。

### (3) 合成トラス構造のPC鋼材の配置

合成トラス構造のPC鋼材の配置は、通常の方法で設計断面に所要の本数と架設中に必要な本数を配置する。この場合、架設中に発生する二次応力も考慮して算定する必要がある。また支間75m, 100mのタイプでは、構造系が完成後に部材圧縮応力度の許容値を超えるため、プレストレスの一部を解放しなければならない。それらの数値については、4.3.4の応力度の項の表-4.3.7~表-4.3.9で示す。



#### 4.3.3 プレストレスによる二次応力

PCトラス構造では、プレストレスによって二次応力が発生する。スラブラス構造では、架設時と完成時の構造系の違いからコンクリートのクリープによってプレストレス量が増加する。プレストレスによって生じる2次軸力を表-4.3.3に示す。この場合、プレストレスの二次軸力の移行量は $(1 - e^{-\phi})^{\frac{1}{2}}$ で $\phi=1.5$ で算出した。しかし、前述のように上下の床版部材およびトラス部材は相対する部材ひずみの差が極力生じないようなPC鋼材の配置を行っているので、発生する二次応力は非常に小さくなる。

これに対して、合成トラス構造ではスラブラス構造のようなPC鋼材の配置はコンクリートの強度の関係から不可能で通常の配置方法によるため、一次応力の25~30%の二次応力が発生する。これらを考慮したPC鋼材の配置が必要となっている。

表-4.3.3 プレストレスによる二次軸力

単位: tf( $\times 9.8\text{kN}$ )

検討タイプ		スラブラス構造			合成トラス構造		
支間 (m)		50	75	100	50	75	100
側径間	導入時	0	0	0	-252	-305	-413
	終了時	-2	-4	1	-202	-244	-330
支点上	導入時	0	0	0	583	735	1018
	終了時	3	8	-4	466	588	814
中央径間	導入時	0	0	0	-613	-760	-1045
	終了時	-4	-9	3	-490	-608	-836
トラス	導入時	0	0	0	-19	-21	-26
	終了時	-3	-2	-4	-15	-17	-21

導入時はプレストレス導入時  
終了時はクリープ終了時

#### 4.3.4 合成応力度

以上の断面力とプレストレストおよび二次軸力から、主要断面での床版部材の応力度を表-4.3.4~4.3.9に、主要断面でのトラス部材の応力度を表-4.3.10および11に示す。

#### (1) 床版部材

表-4.3.4 スラブラス構造(支間50m)

tf( $\times 9.8\text{kN}$ )  
tf/m<sup>2</sup>( $\times 9.8 \times 10^{-3}\text{MPa}$ )

設計断面		側 径 間		支 点		中央径間	
		上床版	下床版	上床版	下床版	上床版	下床版
作用軸力 N	tf	890	-900	-1190	1170	920	-930
鋼材本数 n	本	24	18	24	16	24	20
プレストレス P <sub>1</sub>	tf	1200	900	1200	800	1200	1000
二次軸力 P <sub>2</sub>	tf	0	0	0	0	0	0
軸力合計 N+P <sub>1</sub> +P <sub>2</sub>	tf	2090	0	10	1970	2120	70
施工時軸力 N'	tf	—	500	230	—	—	500
施工時 N'+P <sub>1</sub>	tf	—	1400	1430	—	—	1500
床版断面積 A	m <sup>2</sup>	2.24	1.44	2.24	1.44	2.24	1.44
圧縮応力度	tf/m <sup>2</sup>	930	970	640	1370	950	1040
許容応力度	tf/m <sup>2</sup>	2750	3440	3440	2750	2750	3440

表-4.3.5 合成トラス構造(支間50m)

tf( $\times 9.8\text{kN}$ )  
tf/m<sup>2</sup>( $\times 9.8 \times 10^{-3}\text{MPa}$ )

設計断面		側 径 間		支 点		中央径間	
		上床版	下床版	上床版	下床版	上床版	下床版
作用軸力 N	tf	1040	-1050	-1460	1440	1050	-1070
鋼材本数 n	本	14	26	22	16	14	32
プレストレス P <sub>1</sub>	tf	700	1300	1100	800	700	1600
二次軸力 P <sub>2</sub>	tf	200	-200	470	-500	490	-490
軸力合計 N+P <sub>1</sub> +P <sub>2</sub>	tf	1940	50	110	1740	2240	40
施工時軸力 N'	tf	—	660	410	—	—	660
施工時 N'+P <sub>1</sub>	tf	—	1760	1980	—	—	1770
床版断面積 A	m <sup>2</sup>	3.03	1.95	3.03	1.95	3.03	1.95
圧縮応力度	tf/m <sup>2</sup>	640	900	650	890	740	910
許容応力度	tf/m <sup>2</sup>	1400	1750	1750	1400	1400	1750



表-4.3.6 スラブトラス構造(支間75m)

$$\begin{matrix} \text{tf}(\times 9.8\text{kN}) \\ \text{tf/m}^2(\times 9.8 \times 10^{-3}\text{MPa}) \end{matrix}$$

設計断面	側 径 間		支 点		中央径間	
	上床版	下床版	上床版	下床版	上床版	下床版
上床版・下床版						
作用軸力 N tf	1370	-1380	-2030	2010	1400	-1410
鋼材本数 n 本	42	28	42	28	42	30
プレストレス $P_1$ tf	2100	1400	2100	1400	2100	1500
二次軸力 $P_2$ tf	0	0	10	-10	10	-10
軸力合計 $N+P_1+P_2$ tf	3470	20	80	3400	3510	80
施工時軸力 $N'$ tf	—	820	390	—	—	820
施工時 $N'+P_1$ tf	—	2220	2490	—	—	2320
床版断面積 A $\text{m}^2$	2.40	1.60	2.40	1.60	2.40	1.60
圧縮応力度 $\text{tf/m}^2$	1450	1390	1040	2130	1460	1450
許容応力度 $\text{tf/m}^2$	2750	3440	3440	2750	2750	3440

表-4.3.7 合成トラス構造(支間 75m)

$$\begin{matrix} \text{tf}(\times 9.8\text{kN}) \\ \text{tf/m}^2(\times 9.8 \times 10^{-3}\text{MPa}) \end{matrix}$$

設計断面	側 径 間		支 点		中央径間	
	上床版	下床版	上床版	下床版	上床版	下床版
上床版・下床版						
作用軸力 N tf	1680	-1680	-2550	2520	1690	-1700
鋼材本数 n 本	24	40	42	22	24	48
プレストレス $P_1$ tf	1200	2000	2100	1100	1200	2400
二次軸力 $P_2$ tf	240	-240	590	-610	610	-610
軸力合計 $N+P_1+P_2$ tf	3120	80	140	3010	3500	90
施工時軸力 $N'$ tf	—	1110	740	—	—	1110
施工時 $N'+P_1$ tf	—	2870	3430	—	—	2900
床版断面積 A $\text{m}^2$	3.18	2.10	3.18	2.10	3.18	2.10
圧縮応力度 $\text{tf/m}^2$	980	1370	1080	(1430)	1100	1380
許容応力度 $\text{tf/m}^2$	1400	1750	1750	1400	1400	1750

(2本解放)

表-4.3.8 スラブトラス構造(支間100m)

$$\begin{matrix} \text{tf}(\times 9.8\text{kN}) \\ \text{tf/m}^2(\times 9.8 \times 10^{-3}\text{MPa}) \end{matrix}$$

設計断面	側 径 間		支 点		中央径間	
	上床版	下床版	上床版	下床版	上床版	下床版
上床版・下床版						
作用軸力 N tf	2030	-2030	-3130	3110	2040	-2050
鋼材本数 n 本	60	42	64	44	60	42
プレストレス $P_1$ tf	3000	2100	3200	2200	3000	2100
二次軸力 $P_2$ tf	0	0	0	0	0	0
軸力合計 $N+P_1+P_2$ tf	5030	70	70	5310	5040	50
施工時軸力 $N'$ tf	—	1250	640	—	—	1250
施工時 $N'+P_1$ tf	—	3350	3840	—	—	3350
床版断面積 A $\text{m}^2$	2.60	1.80	2.60	1.80	2.60	1.80
圧縮応力度 $\text{tf/m}^2$	1930	1860	1480	(2950)	1940	1860
許容応力度 $\text{tf/m}^2$	2750	3440	3440	2750	2750	3440

(床版厚300に変更)

表-4.3.9 合成トラス構造(支間100m)

$$\begin{matrix} \text{tf}(\times 9.8\text{kN}) \\ \text{tf/m}^2(\times 9.8 \times 10^{-3}\text{MPa}) \end{matrix}$$

設計断面	側 径 間		支 点		中央径間	
	上床版	下床版	上床版	下床版	上床版	下床版
上床版・下床版						
作用軸力 N tf	2640	-2640	-4210	4160	2630	-2640
鋼材本数 n 本	38	62	70	32	38	70
プレストレス $P_1$ tf	1900	3100	3500	1600	1900	3500
二次軸力 $P_2$ tf	330	-330	810	-840	830	-840
軸力合計 $N+P_1+P_2$ tf	4870	130	100	4920	5360	20
施工時軸力 $N'$ tf	—	1810	1260	—	—	1810
施工時 $N'+P_1$ tf	—	4580	5570	—	—	4470
床版断面積 A $\text{m}^2$	3.40	2.32	3.40	2.32	3.40	2.32
圧縮応力度 $\text{tf/m}^2$	(1430)	(1970)	1640	(2120)	(1580)	(1930)
許容応力度 $\text{tf/m}^2$	1400	1750	1750	1400	1400	1750

(4本解放)(床版厚 300に変更) (32本解放)(12本解放)  
(床版厚 350に変更) (床版厚 350に変更)



## (2) トラス部材

トラス部材の引張斜材では、完成時の最大引張力に対して配置し、施工時の最大圧縮力による斜材の圧縮応力を照査する。一方、圧縮斜材では施工時の引張に対して配置し、完成時の圧縮応力度を照査する。

表-4.3.10 支点付近の引張斜材

		tf/m <sup>2</sup> (×9.8×10 <sup>-3</sup> MPa)					
		50m		75m		100m	
支 間		スラブ	合 成	スラブ	合 成	スラブ	合 成
トラス構造							
完成時軸力 N	tf	-150	-180	-230	-290	-340	-450
鋼材本数 n	本	4	4	6	6	8	10
プレストレス P	tf	200	200	300	300	400	500
施工時最大軸力 N	tf	123	145	189	229	289	373
施工時合計 P+N	tf	323	345	489	529	689	873
断面寸法 mm	高 さ	300	400	400	500	450	600
	幅	350	550	400	700	500	900
施工時応力度	tf/m <sup>2</sup>	3030	1570	3060	1510	3060	1620
許容応力度	tf/m <sup>2</sup>	3440	1750	3440	1750	3440	1750

表-4.3.11 標準部の圧縮斜材

		tf/m <sup>2</sup> (×9.8×10 <sup>-3</sup> MPa)					
		50m		75m		100m	
支 間		スラブ	合 成	スラブ	合 成	スラブ	合 成
トラス構造							
施工時軸力 N	tf	-74	-87	-114	-138	-173	-224
鋼材本数 n	本	2	2	4	4	4	6
プレストレス P	tf	100	100	200	200	200	300
完成時最大軸力 N	tf	90	180	200	200	250	280
完成時合計 P+N	tf	190	280	400	400	450	580
断面寸法 mm	高 さ	300	400	400	500	450	600
	幅	300	550	400	600	500	700
完成時応力度	tf/m <sup>2</sup>	2110	1270	2500	1330	2000	1380
許容応力度	tf/m <sup>2</sup>	2750	1400	2750	1400	2750	1400

## 4.3.5 数量比較

### (1) コンクリート量

使用コンクリート量を橋面積当たりの平均部材厚(m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>)で表わす。スラブトラスと合成トラスの平均部材厚の算出を表-4.3.12に示す。

表-4.3.12 コンクリート量と平均部材厚

検討タイプ		スラブトラス構造			合成トラス構造		
支 間 (m)		50	75	100	50	75	100
1m当たり 断面積 (m <sup>2</sup> )	上床版	2.739	2.880	3.061	3.350	3.572	3.917
	下床版	1.939	2.080	2.261	2.270	2.492	2.837
	トラス	0.562	1.363	2.474	1.374	2.556	4.617
	合 計	5.240	6.323	7.796	6.994	8.610	11.371
橋 長 L (m)		130	195	260	130	195	260
コンクリ ート体積 V (m <sup>3</sup> )	主 桁	681	1233	2027	909	1681	2956
	横 桁	80	120	160	80	120	160
	合 計	761	1353	2187	989	1901	3116
桁 幅 B (m)		10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
橋面積 L×B (m <sup>2</sup> )		1300	1950	2600	1300	1950	2600
部材厚 V/L×B (m)		0.58	0.69	0.84	0.76	0.92	1.20

図-4.3.5にスラブトラスと合成トラスの値と、施工実績から算出した非合成

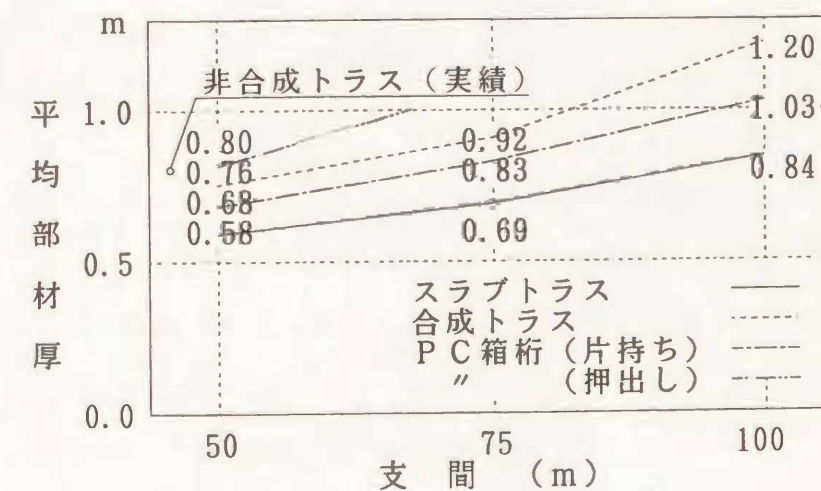


図-4.3.5 平均部材厚<sup>9) 10)</sup>

トラスおよびPC箱桁(片持ち張出し架設と押出し架設)との比較を示す。

スラブトラス構造は他のどの構造よりも平均部材厚が小さく、合成トラス構造と比べると、25~30%と支間の長大化につれて減少する。また、実績が最も多いPC箱桁よりも少ない。



## (2) P C 鋼材量

スラブトラス構造と合成トラス構造の使用 P C 鋼材量の内訳を表-4.3.13に示す。

表-4.3.13 使用 P C 鋼材量

単位：t

検討タイプ	スラブトラス構造			合成トラス構造		
支 間 (m)	50	75	100	50	75	100
床 版	28	68	125	34	82	169
トラス	12	33	79	13	45	115
接合部	5	8	11	0	0	0
合 計	45	109	215	47	127	284

また、スラブトラスと合成トラス、および P C 箱桁 (片持ち張出し架設、押出し架設) との比較を図-4.3.6 に示す。ただし、この比較には床版部材および横桁の横締め鋼材は共通した数量あるので省いている。

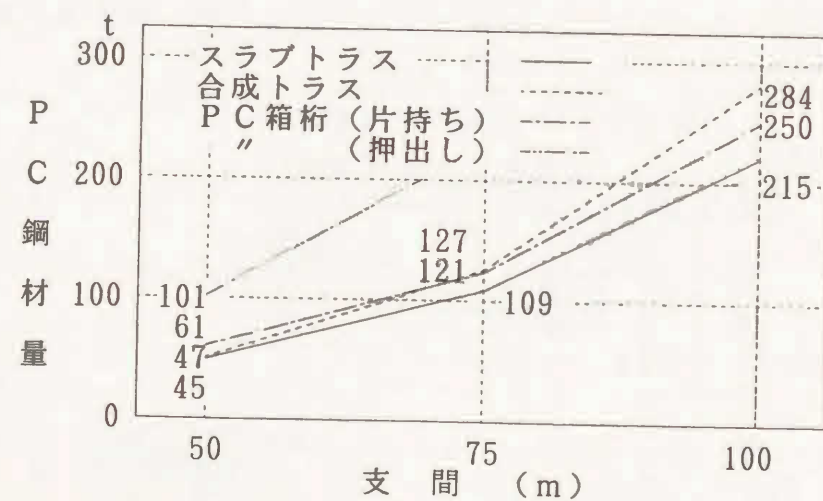
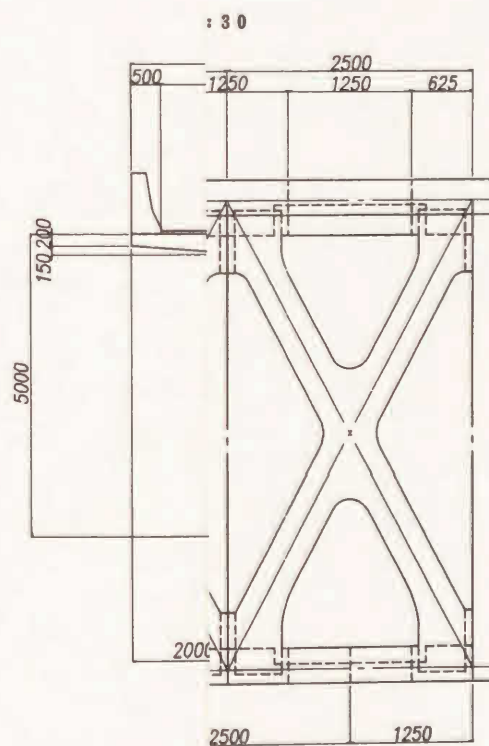
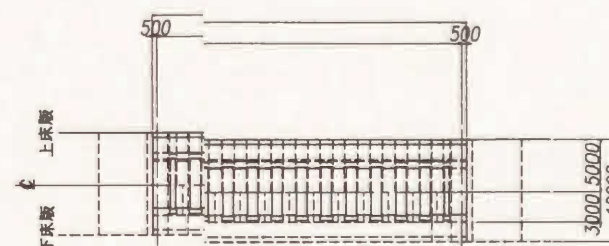
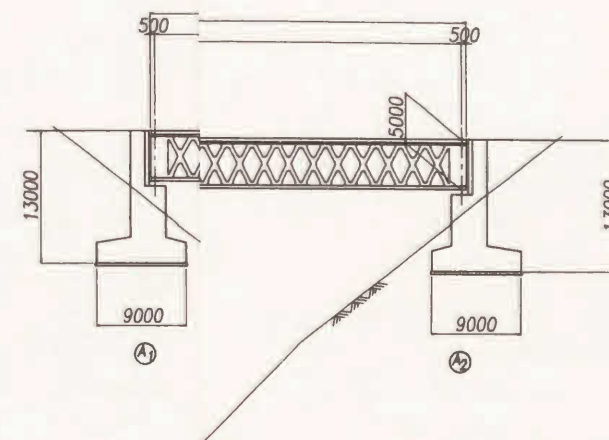


図-4.3.6 P C 鋼材量<sup>9) 10)</sup>

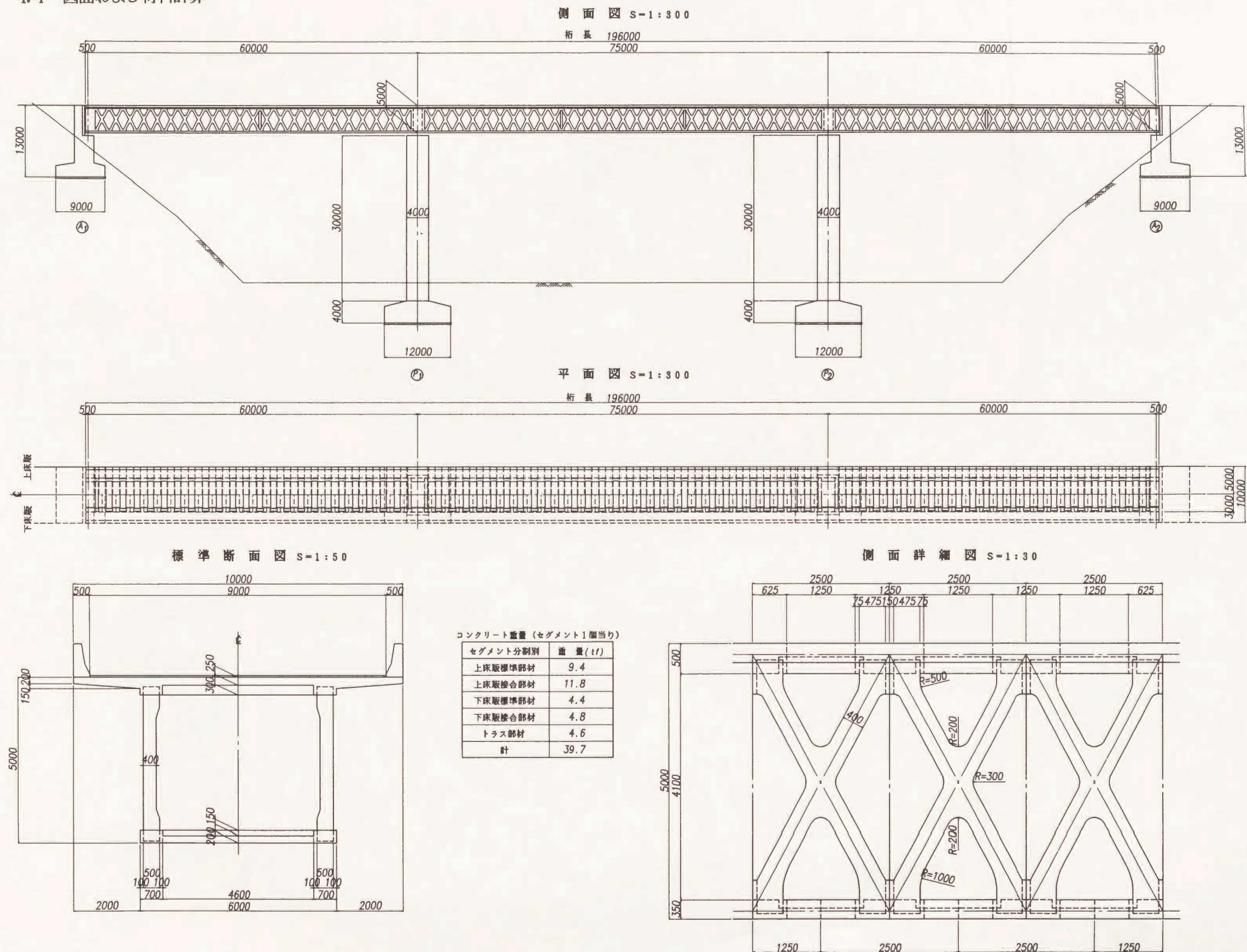
P C 鋼材量は合成トラス構造および P C 箱桁よりも約 5~25% と支間の長大化につれて減少できる。これは部材断面の縮小でプレストレストの効率が上がったのに加えて、プレストレストの導入方法に新しい考え方を取り入れたことで、プレストレストの二次応力の発生を抑えることができたためである。

## 4.4 図面お





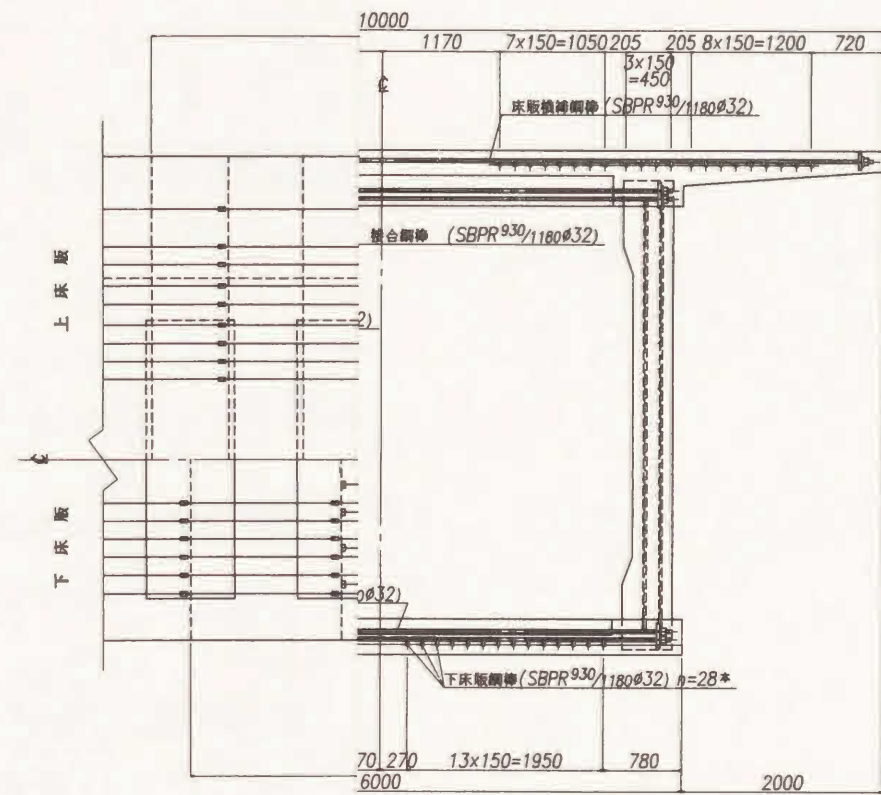
#### 4.4 図面および材料計算



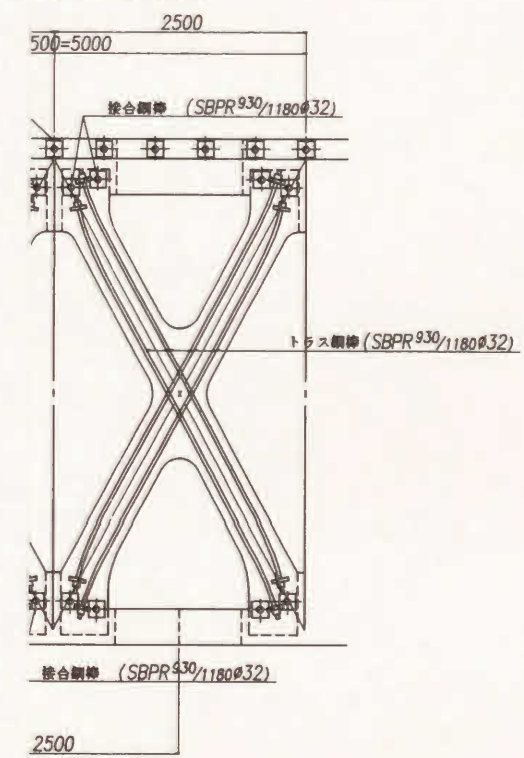
4.4.1 スラブトラス構造図



面図 S-1:30

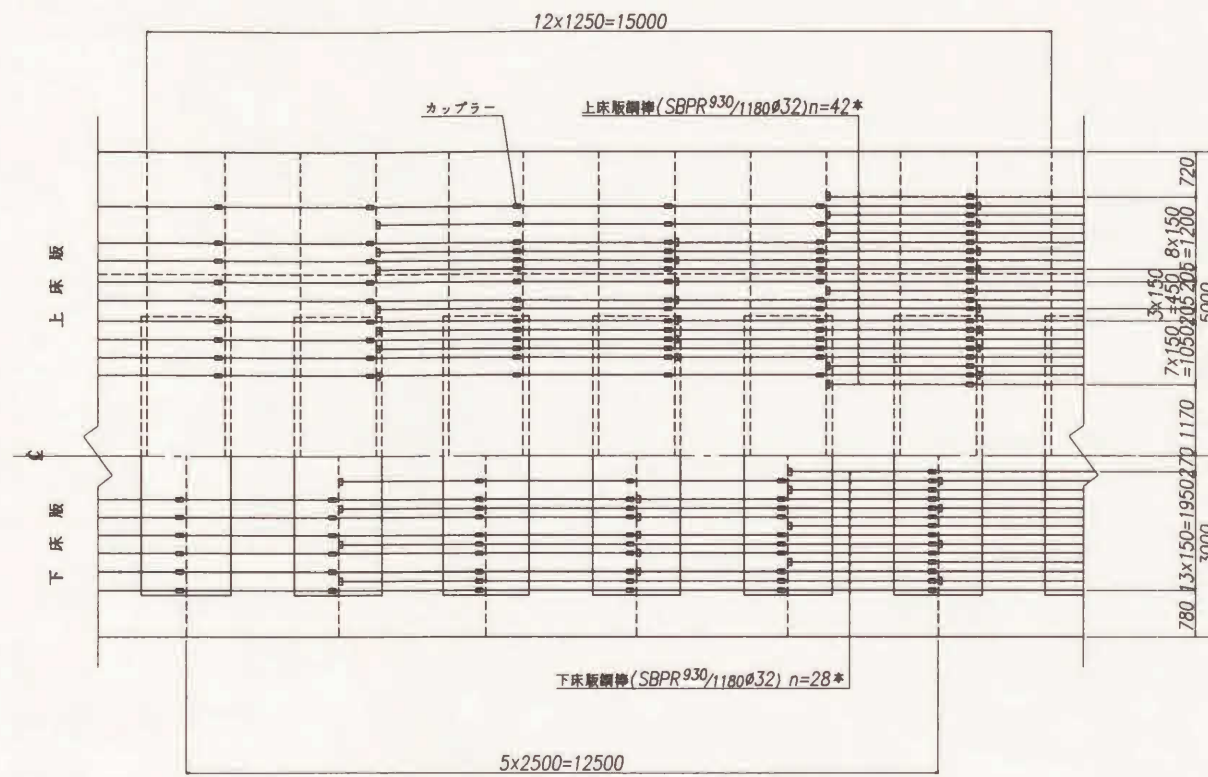


面図 S-1:30

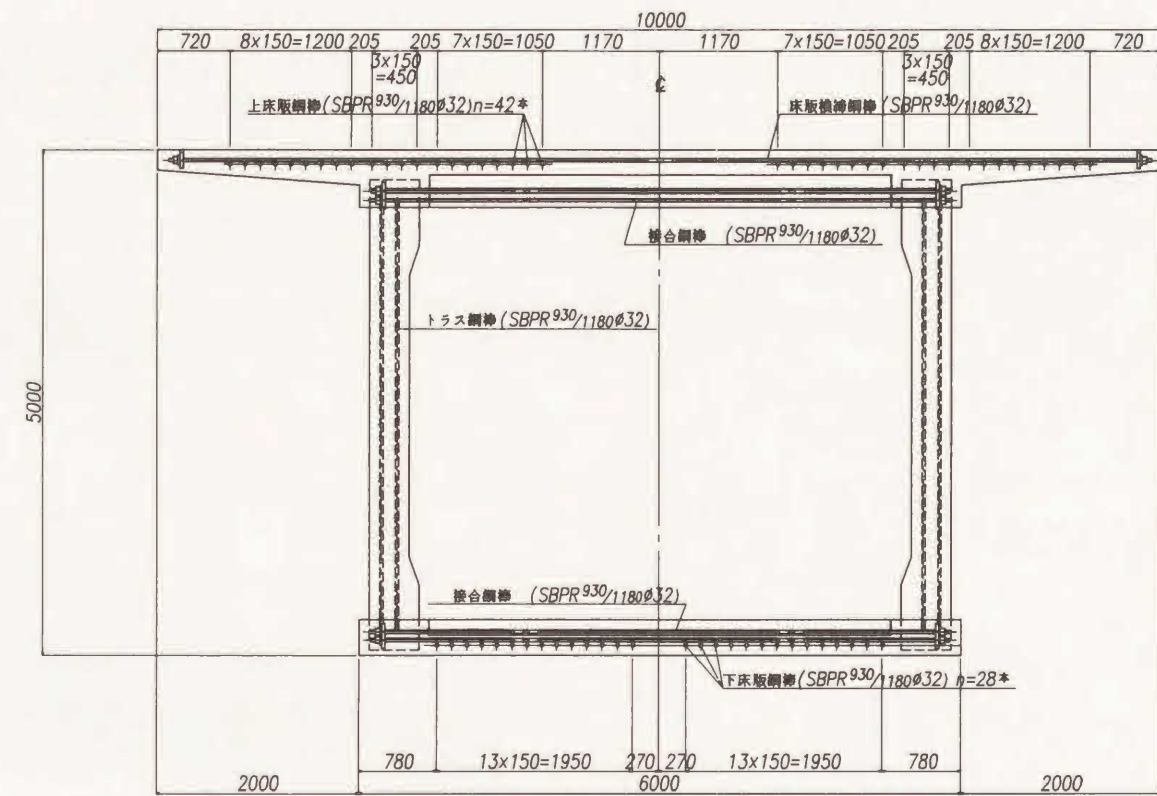




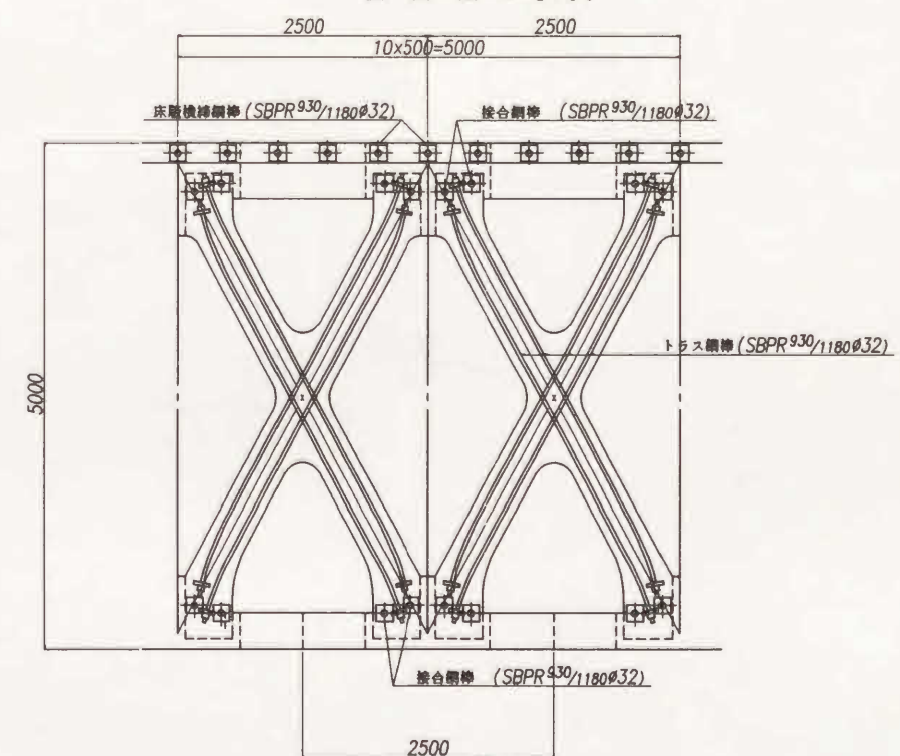
平面図 S-1:50



断面図 S-1:30



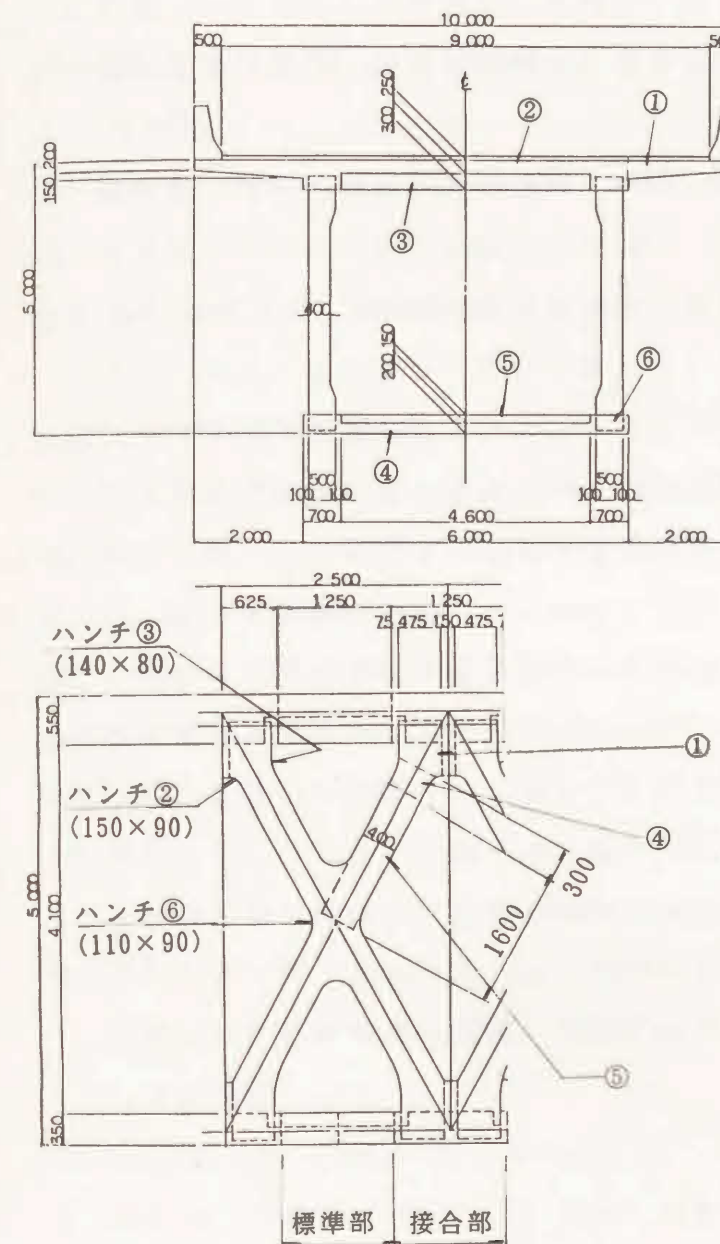
側面図 S-1:30



4.4.2 PC 鋼材配置図



#### 4.4.3 コンクリートの材料計算



断面積	
上床版部材	
①	$\frac{0.2+0.35}{2} \times 2.0 + 0.25 \times 3.0 + 0.1 \times 0.3 = 1.330$
②	$0.6 \times 0.3 = 0.180$
③	$0.3 \times 2.3 = 0.69$
	2.200 m <sup>2</sup>
下床版部材	
④	$0.2 \times 2.3 + 0.35 \times 0.1 = 0.495$
⑤	$0.6 \times 0.35 = 0.180$
⑥	$0.15 \times 2.3 = 0.345$
	1.020 m <sup>2</sup>
下トラス部材	
①	$0.6 \times 0.475 = 0.285$
②	$0.09 \times 0.15 \times 1/2 = 0.007$
③	$0.08 \times 0.14 \times 1/2 = 0.006$
	0.298 m <sup>2</sup>
④	$0.4 \times 0.3 = 0.120$
	0.120
⑤	$1.6 \times 0.4 = 0.640$
⑥	$0.09 \times 0.11 = 0.010$
	0.650 m <sup>2</sup>

コンクリート重量 (セグメント1個当たり)

セグメント分割別	コンクリート体積 (m <sup>3</sup> )	重量 (tf)
上床版標準部材	$(①+②) \times 2 \times 1.25 = 3.775$	9.4
上床版接合部材	$① \times 2 \times 1.25 + ③ \times 2 \times 1.0 = 4.705$	11.8
⑧ 小計	8.480	21.2
下床版標準部材	$(④+⑤) \times 2 \times 1.25 = 1.763$	4.4
下床版接合部材	$④ \times 2 \times 1.25 + ⑥ \times 2 \times 1.0 = 1.928$	4.8
⑨ 小計	3.690	9.2
⑩ トラス部材	$[(①+②+③) \times 0.5 + ④ \times 0.45 + (⑤+⑥) \times 0.4] \times 4 = 1.852$	4.6
合計	$⑧+⑨+⑩ \times 2 = 15.874$	39.7



#### 4.5 むすび

実構造物を想定して比較設計を行った結果、本提案のスラブトラス構造は、以下の点で従来の構造より優位であることが実証できた。要点をまとめると次の通りである。

①本構造は適用頻度の高いスパン50～100m程度の規模の橋梁に最も適している。

②高強度コンクリートの有効活用で各部材断面が縮小し、25～30%の自重軽減が可能となる。

③部材断面の縮小に加え、独特のプレキャスト部材の組立て方法とPC鋼材の配置方法によつて二次応力の発生を最小限に抑制することができるので、プレストレスの効率が上がり使用PC鋼材量を減少できる。

④中間横桁を適時配置することによって、ねじり剛性が確保される。

⑤押出し架設の場合、架設中に構造系が変化し上下の床版部材およびトラス部材には交番応力が作用する。しかし、独特のプレストレスの導入方法を採用することによって、架設時の部材の補強や架設後の余剰応力の解放などが不要で、設計、施工上の対応が容易で、かつ省力化につながる。

⑥支間100mクラスの橋梁についても、押出し架設工法の適用が可能である。

#### 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説(Ⅲ コンクリート橋編), (社)日本道路協会, 平成2年2月
- 2) コンクリート標準示方書設計編, (社)土木学会, 平成3年9月
- 3) 高強度コンクリート設計施工指針(案), コンクリートライブラリー第47号, (社)土木学会, 昭和55年9月
- 4) 押出し架設工法によるPC箱げた橋の設計施工要領, (社)PC建協, 昭和55年9月
- 5) PC道路橋計画マニュアル, (社)PC建協, 平成元年11月
- 6) 峰 好武・石原孜朗: PCトラス橋の施工, プレストレストコンクリート, Vol.22, No.3, pp.53～65, June., 1980
- 7) プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ):建設省土木研究所, (社)プレストレストコンクリート建設業協会, pp.27, 平成4年3月
- 8) 猪股俊司; プレストレストコンクリートに対するクリープの影響, プレストレストコンクリート, Vol.18, No.2, pp.2～15, Apr., 1976
- 9) 則武邦具・島 弘・河野 清: 高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案, 土木学会論文集, No.490/V-23, May, 1994 (掲載予定)
- 10) Noritake, K.・Shima, H.・Kumagai, S.・Sasaki, K.: A Study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss Members, Using High-Strength Concrete, FIP Symposium '93, Kyoto, Japan, pp.319～326, Oct., 1993



## 第5章 全体模型試験

### 5.1 まえがき

前章において高強度コンクリートの有効活用によって構造の軽量化が図れるスラブトラス構造を提案し、実構造物で従来の構造との比較設計からその有効性を明らかにした。本構造の特徴は、ウェブをトラス部材とすることで橋軸方向の剛性を低減すること、構造部材を全てプレキャスト部材に分割し、プレストレス導入後に部材を接合し組み立てること、そして、プレストレスによる二次応力が発生しないようなPC鋼材配置でプレストレスを導入する方法などにある。

そこで、ここでは本構造の構造全体としての挙動ならびに耐荷力と、本構造のポイントであるプレキャスト部材の接合部のせん断力の伝達に関する構造的な課題の解明のために、大型の全体模型による載荷試験を行う。加えて、全体模型の供試体の製作を通して実構造物の架設時の施工性を確認する。

ここで用いる供試体の規模は、せん断応力のスケール効果の影響から小さいモデルでは難しいこと、供試体製作上の補強鋼材の配置および載荷装置の耐力などを考慮して、支間が6m程度、主構高が1m以下のスケールの全体構造の模型とする。なお、このスケールは本構造の適用支間の最低としてスパン40m程度の実構造物での主構高の約1/4を想定したものである。

実験検証にあたっては、供試体の破壊モードはせん断破壊を目標として、載荷時の床版、トラス部材の変形、およびひずみ、鋼材のひずみなどを測定して、計算値と照合する。

供試体は、実構造物と同様に、各部材ごとにプレキャストブロックで製作し、プレストレスの導入による二次応力が発生しないようにプレストレスを導入しながら、各部材を組立てていく方法をとる。

以下に主な研究項目をあげる。

- ①全体トラス構造としての耐荷力
- ②上、下床版部材を有するトラス構造のねじりに対する耐荷力
- ③トラス部材と床版部材の接合部構造のせん断伝達機構
- ④プレキャスト部材の製作、組立てなど施工性に関する問題点

### 5.2 試験概要

#### 5.2.1 供試体

試験に使用した供試体は、図-5.2.1に示すような単径間の支間5.6m、主構高0.87mのスラブトラス構造、すなわち、上下部材は床版形状、ウェブに相当する部材は鉛直材を有しないダブルワーレントラスとした構造とした。

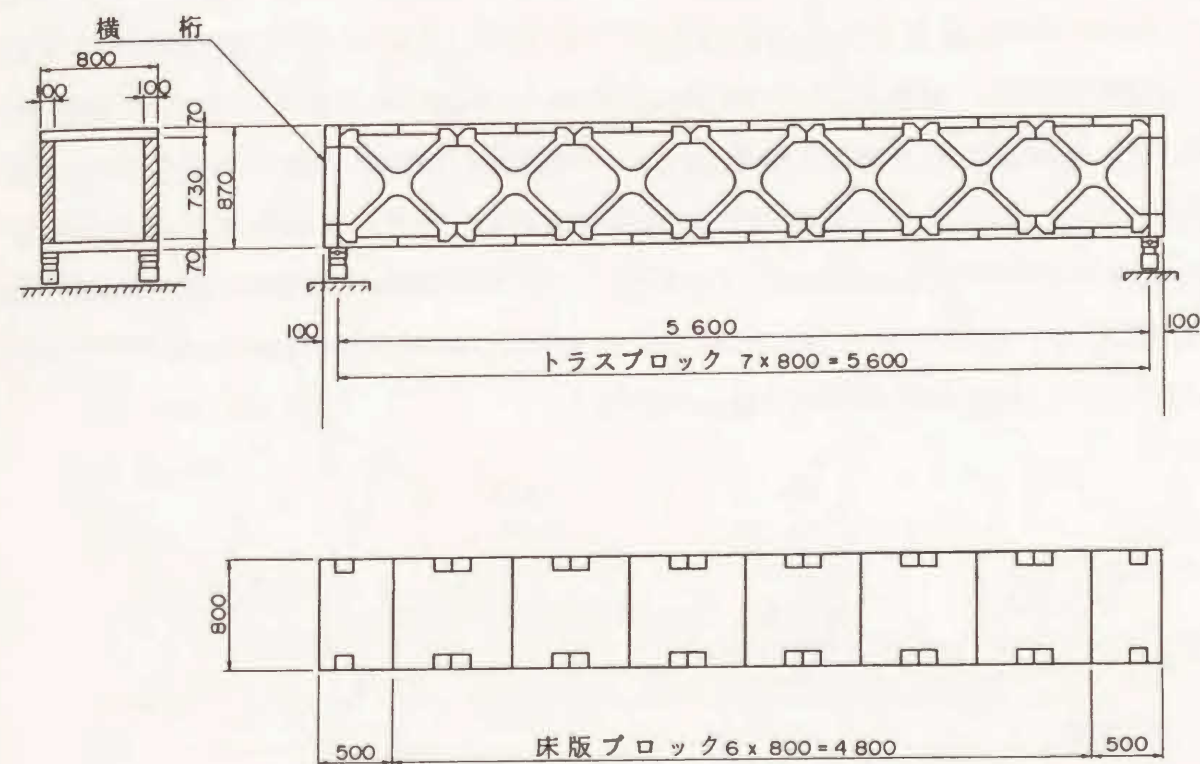


図-5.2.1 供試体の形状、寸法

構造部材は幅80cm、厚さ7cmの上下の床版部材が各8ブロック(標準ブロック6個、端部ブロック2個)、6cm×10cmのトラス部材が片面7ブロック(両面14ブロック)と支点部横桁(場所打ち)から構成する。組立て手順は床版およびトラス部材が相互間で拘束を受けない状態でプレストレスを導入した後、上下床版とウェブに相当するトラス部材をPC鋼材で接合し、構造物として一体化する。

供試体の各ブロックの製作は、製作環境の良好な実験室内で行い、ブロックの組立ても実験室内で行った。その後、室内で製作、組立てられた供試体を、載荷装置のあるPC工場に運搬した。



### 5.2.2 配合および使用材料

供試体の各ブロックはモルタルで作製した。通常桁橋ではウェブのせん断強度が影響するのに対して、今回のようなトラス構造ではウェブである斜材の軸引張、軸圧縮の耐力が支配的であることから、および供試体の製作性を確認するためからモルタル製とした。

試験に使用したモルタルの配合を表-5.2.1に示す。セメントは早強ポルトランドセメント(比重3.14)を使用する。細骨材は川砂(比重2.60, 吸水率1.90%, 粗粒率2.82)、混和剤はシリカフュームなどを用いずに水セメント比を小さくして強度を高めるために、ナフタリン系高性能減水剤(HWRA)(比重1.20)を添加している。モルタルの目標の設計基準強度は80MPaである。強度試験結果を表-5.2.2に示す。P C鋼材は上下床版およびトラス部材と床版部材の接合部横締め用にP C鋼棒(SBPR1080/1230)φ13mmを、トラス部材にはP C鋼棒φ11mmを使用した。鉄筋は(SD295)D6mmを用いた。

表-5.2.1 モルタル配合表

W/C (%)	W (kg/m <sup>3</sup> )	C (kg/m <sup>3</sup> )	S (kg/m <sup>3</sup> )	HWRA (kg/m <sup>3</sup> )
34	240	706	1392	10.6

表-5.2.2 モルタル強度試験結果(単位 MPa)

テストピース (打設日)			No.1 (8月24日)	No.2 (8月31日)	No.3 (9月5日)	No.4 (9月12日)
材	7日	1	72.8	68.5	73.9	70.2
		2	72.8	75.4	68.9	69.7
		平均	72.8	71.9	71.3	70.0
令	28日	1	85.7	85.2	84.1	86.5
		2	82.1	82.6	86.3	82.9
		平均	83.9	83.9	85.2	84.7

### 5.3 供試体の設計、製作

#### 5.3.1 設計

##### (1) 概要

供試体の破壊モードは、集中荷重の偏心載荷によるねじりを加えたせん断破壊を目標とし、トラス部材のP C鋼棒の引張降伏が床版の破壊およびトラス部材の圧縮破壊よりも先行するように設計した。

トラス構造ではトラス部材と床版部材の軸線の交点がずれると二次的な曲げが発生する。部材の組合せは次の二種類を考える。すなわち、上路式の構造では、図-5.3.1に示すように接合部横梁はトラス断面の内側に設置され、部材軸線が一点で交わる構造となる。下路式の構造では、図-5.3.1に示すように接合部横梁は構造的にトラス断面の外側に設置することになり、部材軸線が一点で交差しない。本実験では不確定な要素を除くため上路式を想定し、部材軸線が一点で交わる構造とした。

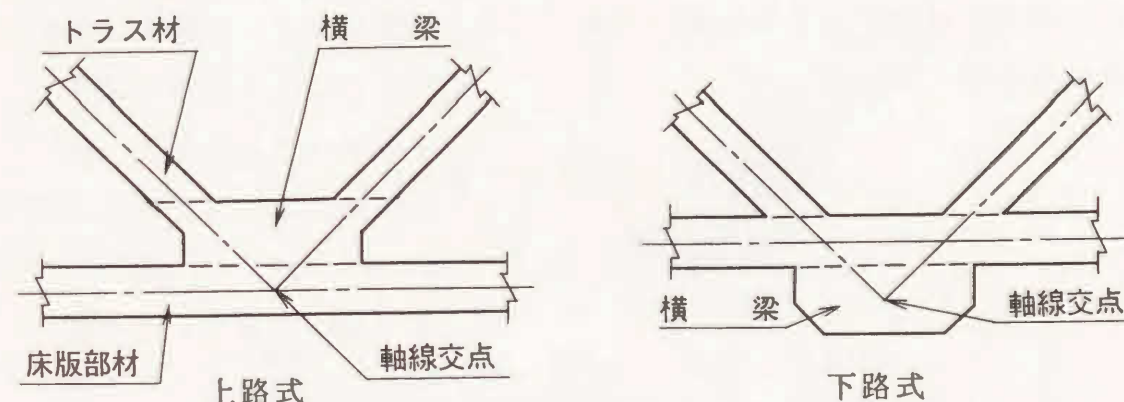


図-5.3.1 部材軸線の交点

##### (2) トラス部材のP C鋼材本数の算定

トラス部材のプレストレス量(P C鋼材本数)は、圧縮と引張の両部材に対して同じ量を導入する。すなわち、引張部材には作用引張力に対してプレストレスを導入する。圧縮部材には引張部材と同じ量のプレストレスを導入する。したがって、圧縮部材では作用圧縮力に引張力に対して導入したプレストレスを加えた軸力が許容圧縮強度以下になるように決定する。土木学会のコンクリート標準示方書により、基準強度 $f'_{ck}=80\text{MPa}$ のコンクリートの軸方向圧縮強度は $f'_c=41.0\text{MPa}$ 、設計引張強度は $f_{td}=-3.3\text{MPa}$ として算定した。この応力状態を図-5.3.2に示す。



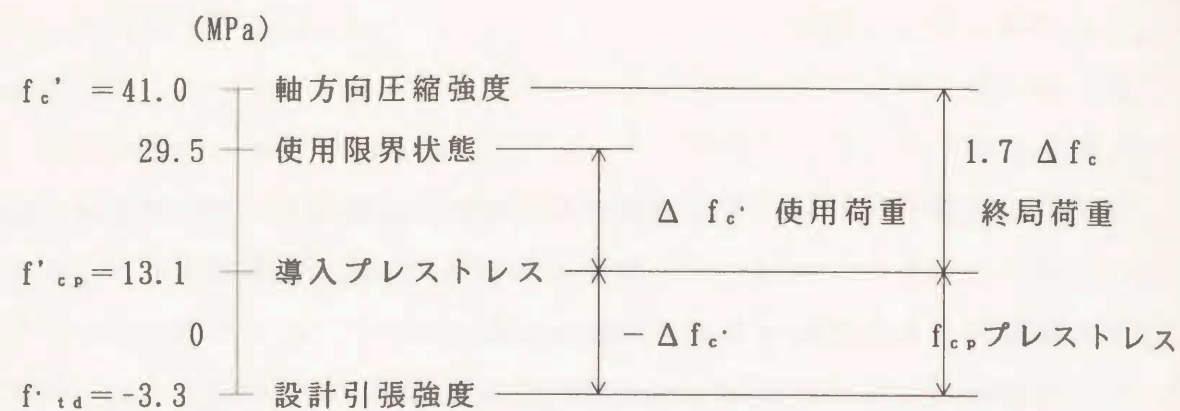


図-5.3.2 応力状態

### (3) 供試体部材の検討

載荷荷重はトラス引張材の引張力がトラス部材内に配置したPC鋼棒の引張強度を超え、接合部に作用するせん断力に対しては抵抗摩擦力を超えない範囲の荷重  $P=294\text{kN}$  に設定した。実際の載荷試験時には、トラス引張材にひびわれが生じ鋼材が降伏したことを確認するところまで載荷する。解析モデルおよび載荷状況を図-5.3.3に示す。

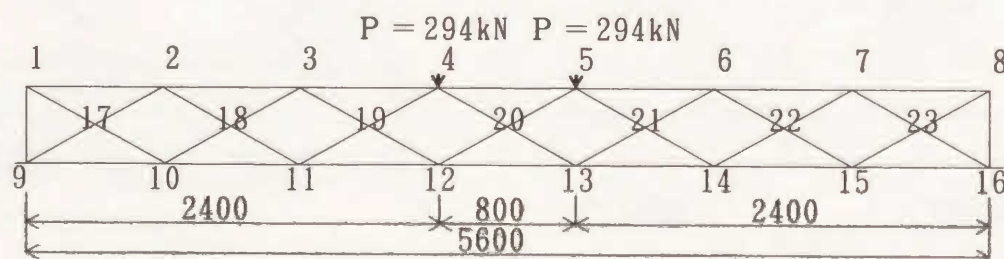


図-5.3.3 解析モデル

#### 部材断面力

上床版(4-5)  $N = 1004\text{kN}$  下床版(12-13)  $N = -791\text{kN}$   
トラス引張材(18-11)  $N = -240\text{kN}$  トラス圧縮材(4-19)  $N = 250\text{kN}$

#### プレストレス

これらの引張材の断面力に対して設計引張強度の許容範囲内におさまるように、PC鋼材本数を以下のように配置した。

床版 SBPR1080/1230  $\phi 13\text{mm}$   $n = 10$ 本配置  
トラス SBPR1080/1230  $\phi 11\text{mm}$   $n = 2$ 本配置(両側二列)

接合部 SBPR1080/1230  $\phi 13\text{mm}$   $n = 2$ 本配置(一斜材一カ所当り)

### (4) 供試体細部の検討

#### 1) トラス部材の格点部

トラス部材の交差部は、引張材と圧縮材によって応力集中を起こす可能性がある。そこで応力集中をなくすために円形のハンチ( $R=100\text{mm}$ )を設ける。この格点部の応力状態を解析するために二次元のFEM解析を行った。解析モデルは図-5.3.4に示すような格点部の1/4を取り出したものをモデルとする。

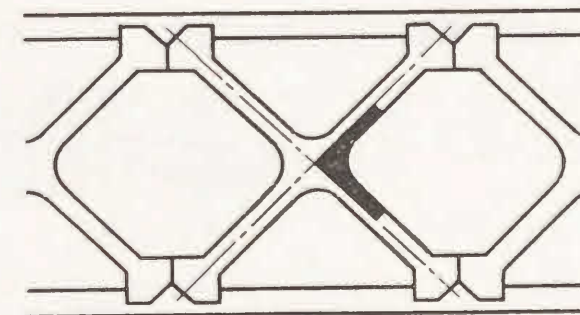


図-5.3.4 解析モデル

トラス部材に導入するプレストレス力  $P_r = 13\text{t}$  である。作用させる荷重はトラス部材端に圧縮力  $P = 10\text{t}$  と引張力  $T = -10\text{t}$  である。

プレストレスを導入したとき、図-5.3.5の主応力図に示すようにトラス格点部には引張応力は発生しておらず応力分布が非常になめらかになり、円形ハンチの効果がでている。

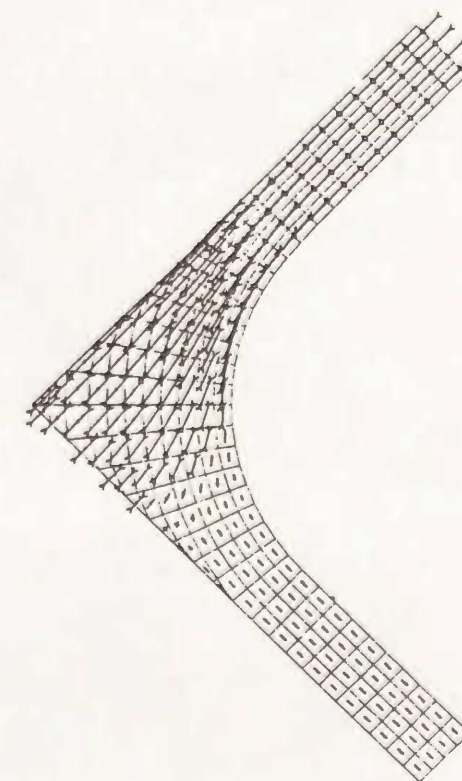


図-5.3.5 主応力図

#### 2) 床版部材とトラス部材の接合部

接合部は、プレキャスト化した床版部材とトラス部材を横締めPC鋼棒で締めることによって、そのプレストレス力の摩擦で固定する構造とした。部材間の摩擦係数  $\mu$  は、エポキシ樹脂接着の場合一般に  $\mu = 1.0$  程度を期待できる<sup>8)</sup> が、ここでは安全率を2.0として、 $\mu = 0.5$  で設計した。さらに、接合部付近の



応力状態を解明するために、図-5.3.6に示すような接合部のトラス部材(引張材、圧縮材)と床版部材を取りだした解析モデルで三次元FEM解析を行い、これらの解析結果から接合部PC鋼棒の緊張力および局部的な部材の補強を行った。全体の変形状態を図-5.3.7に示す。また、図-5.3.8に床版の平面断面、図-5.3.9に床版横梁部の鉛直断面、図-5.3.10にトラス部材接合部の主応力図を示す。

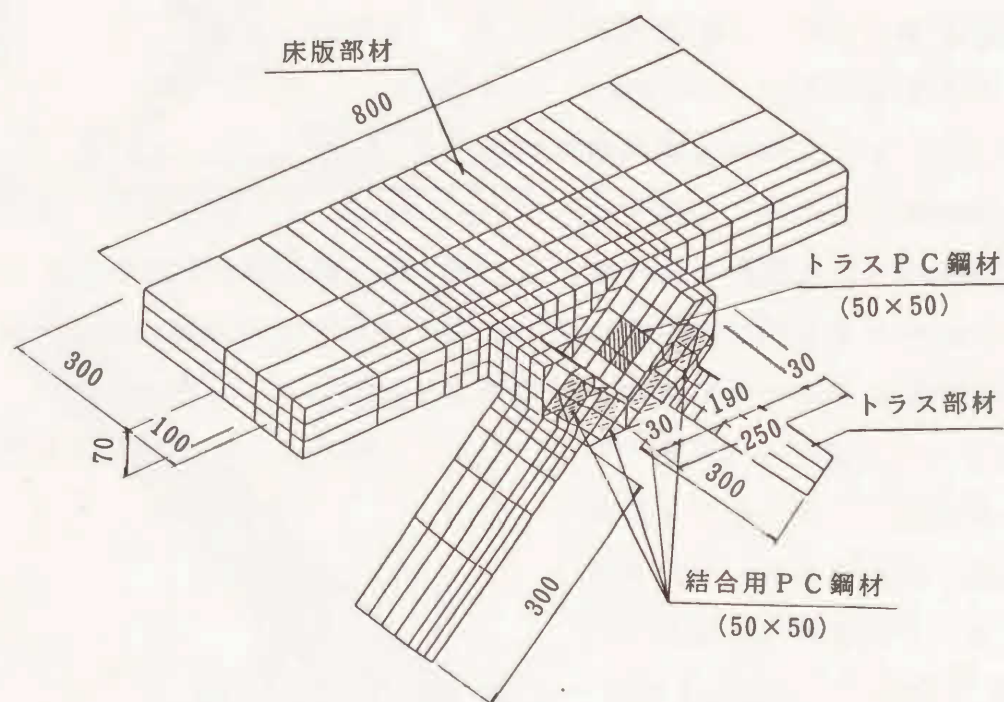


図-5.3.6 解析モデル

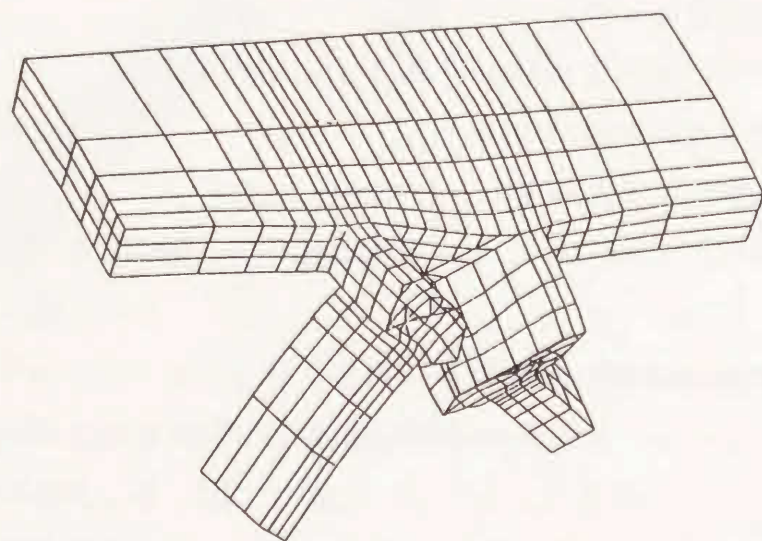


図-5.3.7 全体変形図<sup>9)</sup>

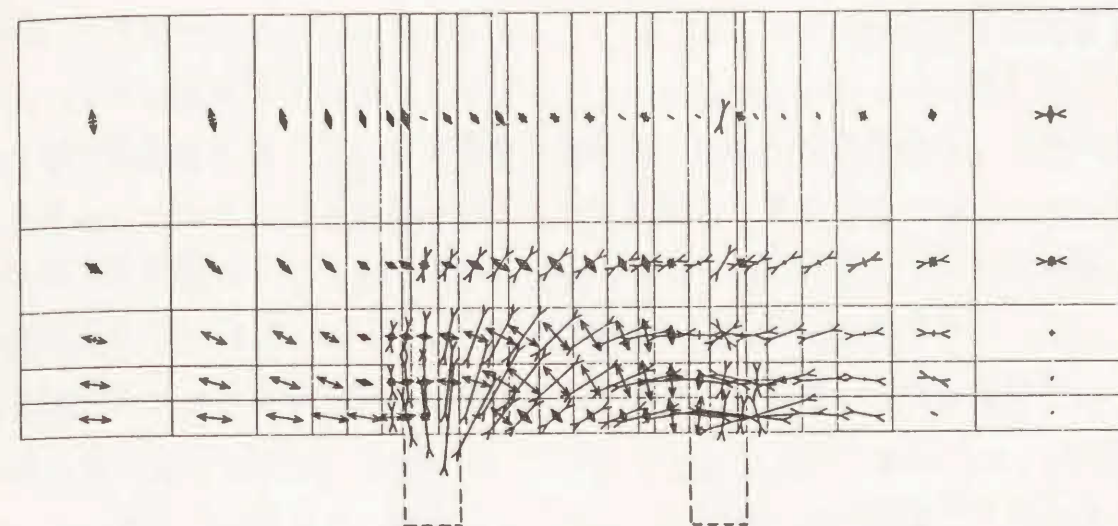


図-5.3.8 床版平面断面主応力図

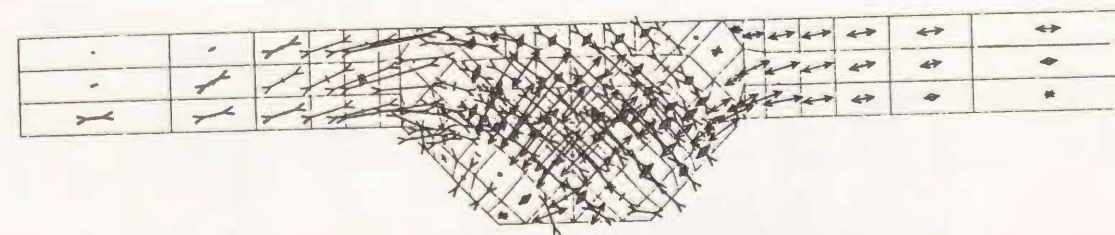


図-5.3.9 床版横梁部鉛直断面主応力図

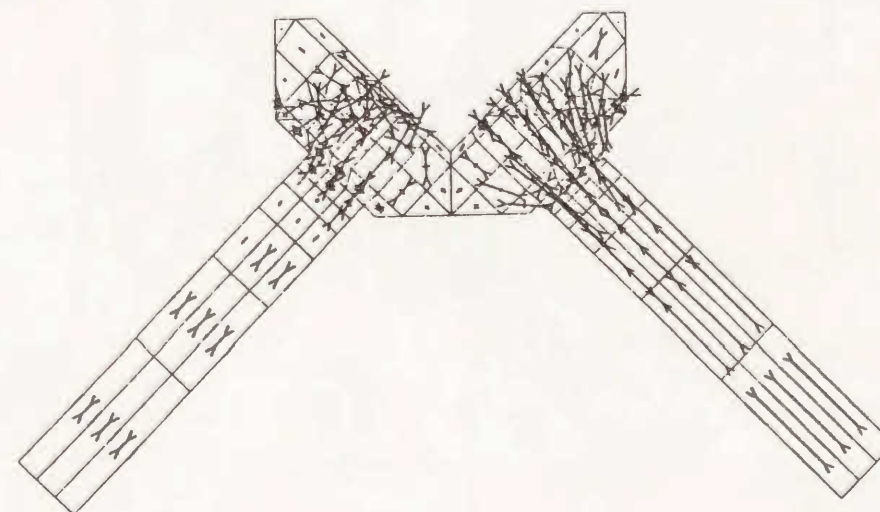


図-5.3.10 トラス部材接合部主応力図



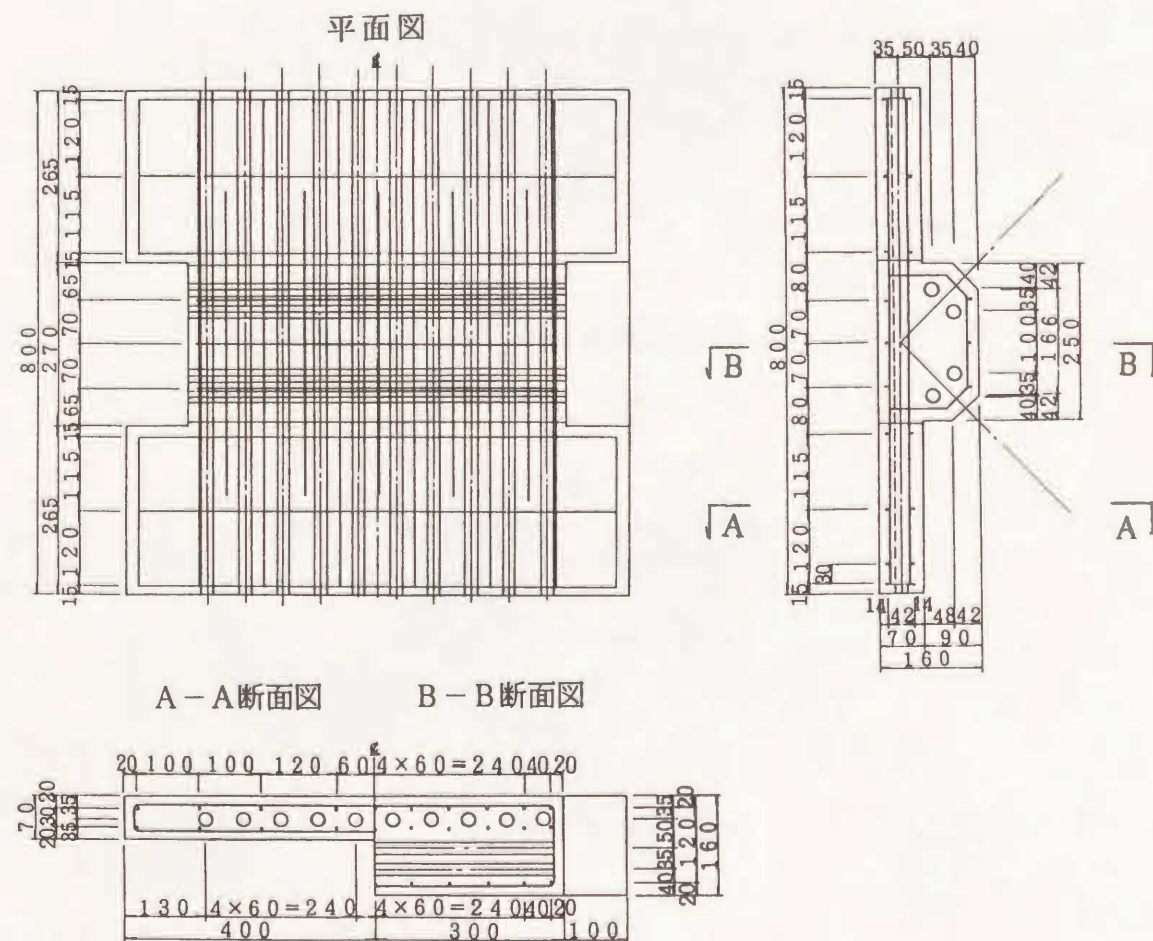
### 5.3.2 製作

#### (1) 製作要領

供試体は、実構造物の場合と同様に床版部材とトラス部材を分割して、プレキャストブロックで作製した後組み立てる方法をとる。すなわち、スラブトラス構造の組立て手順を図-2.5.1で示したように、(イ)上下床版部材を組立て後プレストレスの導入、(ロ)トラス部材のプレストレスの導入、(ハ)床版部材とトラス部材を接合し、横締めP C鋼棒のプレストレスの導入、この手順で作製した。

#### (2) 各ブロックの製作

床版部材は上下床版ごとに、全長5.8mを標準部ブロック0.8mの6枚と端部ブロック0.5mの2枚に分割して製作する。図-5.3.11に床版ブロックの詳細図

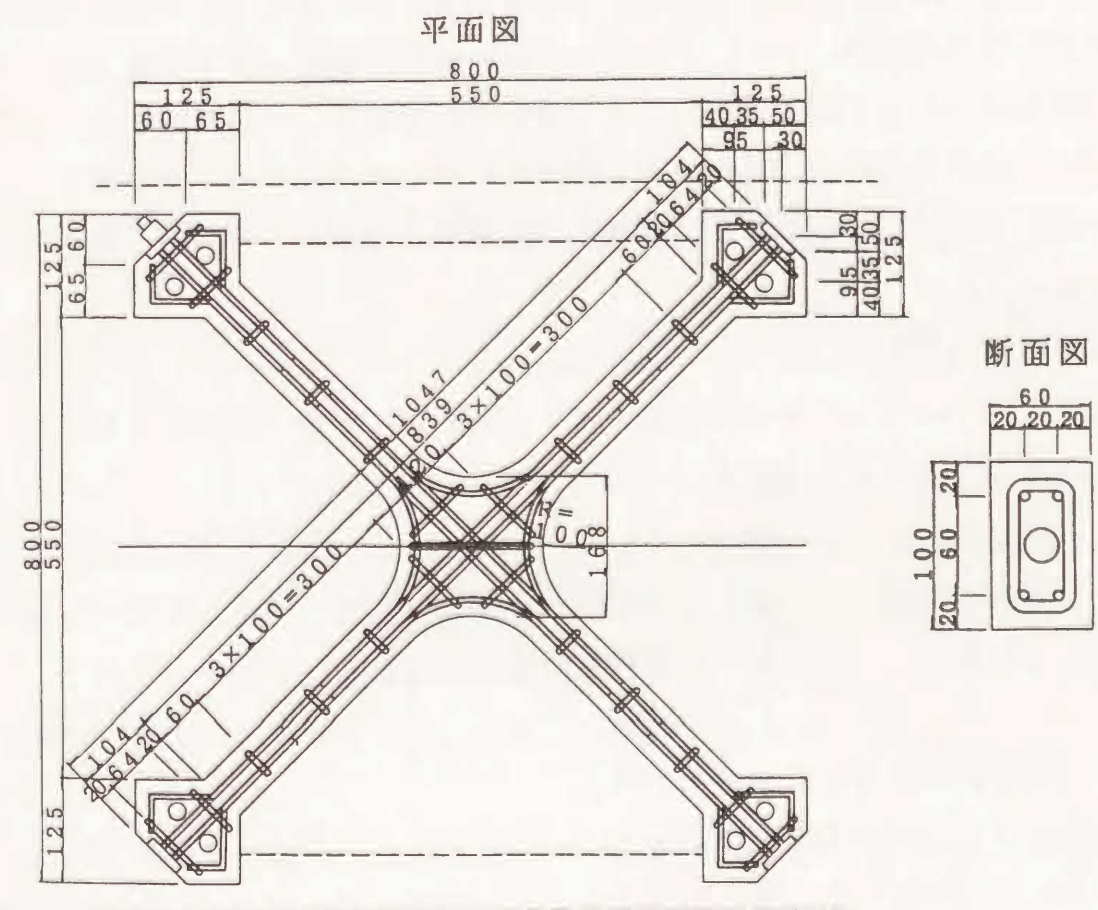


単位：mm

図-5.3.11 床版ブロック(標準部)

を示す。床版部材は、あらかじめでき上がったブロックの端面を次に作製するブロック端面型枠とするマッチキャスト方式により、ブロックの接合面が完全に一様な面接触を保てるようにする。製作はあらかじめ型枠の中に鉄筋とP C鋼棒を挿入用のシースを配置してモルタルを打設した。トラス部材は各X型ブロックごとに製作する。部材はすべて同一諸元で図-5.3.12にトラス部材の詳細図を示す。一つのトラス部材は床版との接合面を4カ所有しているので、各接合面となる面はできるだけ同一平面になるように仕上げなければならない。実際の施工でもこの点が重要なポイントになる。ここでは剛性の高い材料を使用した。製作は床版部材と同様に、あらかじめ型枠の中に鉄筋とP C鋼棒を挿入用のシースを配置してモルタルを打設した。

製作上の問題点として、接合用のP C鋼棒の定着部のアンカープレートを埋



単位：mm

図-5.3.12 X型トラスブロック



込んで製作していたため、床版部材とトラス部材の組立時に誤差の吸収がアンカープレートと鋼棒の遊間しかとれなかった。この接合方法は施工誤差を吸収できる構造ではあるが、遊間の確保が特に必要である。

### (3) P C 鋼棒の緊張

#### 1) 床版部材

床版部材はトラス部材とは分離した状態で、上床版と下床版を各々支保工上に配列しプレストレスを導入した。

#### 2) トラス部材

トラス部材は床版部材の拘束によって二次軸力が発生しないように、トラスブロック作製後あらかじめ所定のプレストレスを導入するが、プレストレスの導入時のコンクリートの材令は、最も早く緊張した最終製作ブロックで7日目、強度試験結果より十分に強度(70Mp)を発現している。

#### 3) 接合用 P C 鋼棒

床版部材とトラス部材の接合用 P C 鋼棒は部材組立て後に緊張する。これは前述のようにそれぞれの部材が相互に拘束しないようにするためである。また、接合面にはあらかじめエポキシ樹脂系の接着剤を塗布後、仮緊張し樹脂が硬化後本緊張した。

#### 4) グラウト注入

全ての P C 鋼棒は、緊張後手動ポンプを使用してグラウトを注入する。グラウトの配合は次の通りである。

W / C	45%
アルミ粉末	セメント量の0.01%
A E 剤	セメント量の0.2 %

### (4) プレキャストブロックの組立て

#### 1) 支保工および床版部材の組立て

まず、マッチキャスト方式で製作した上下の床版部材のプレキャストブロックを支保工上に順次並べドライジョイントで接合して、床版部材内に P C 鋼棒を配置し緊張した。

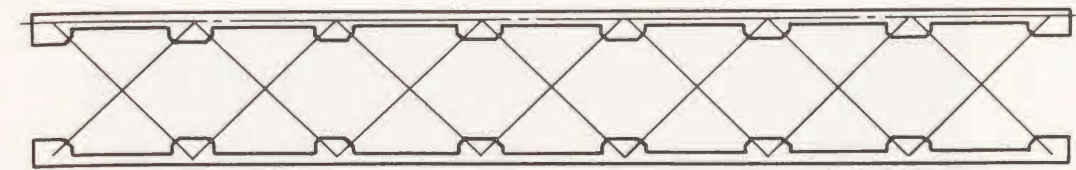


図-5.3.13 床版ブロックの組立て

#### 2) トラス部材の組立て

あらかじめ緊張してあるトラス部材を床版の接合用切欠き部に側面からはめ込み、接合用横締め P C 鋼棒を緊張し固定する。この際、接合面における作製誤差による不陸補正と、摩擦接合によるせん断力の伝達を確実にするために、エポキシ樹脂系接着剤を塗布した。この方法では各プレキャスト部材の作製誤差を吸収できるので部材の組立てが容易に行えた。しかし、接合用 P C 鋼棒のアンカープレートをあらかじめ埋込んで製作したこと、床版の接合用切欠き部の寸法に余裕量が少なかったこと、組立て時の部材間の遊間が少ないこと、などのために組立て時に部材の調整に時間を要した。

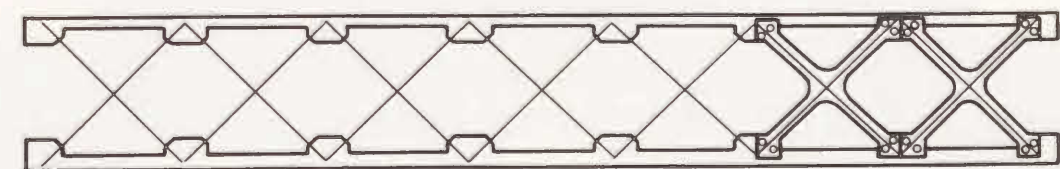


図-5.3.14 トラスブロックの組立て

実構造物での施工にあたっては、プレキャスト部材の施工精度をあげることともに、許容誤差をどの程度に設定して組立て時の部材間の形状寸法上の余裕量をどこにどの程度見込むか十分に検討する必要がある。この点がスラブトラス構造のプレキャストセグメント工法での施工上のポイントである。

### (5) 供試体組立て状況

供試体組立て状況を写真-5.3.1~5.3.9で示す。





写真-5.3.1 トラスブロックの型枠、配筋、シース配置

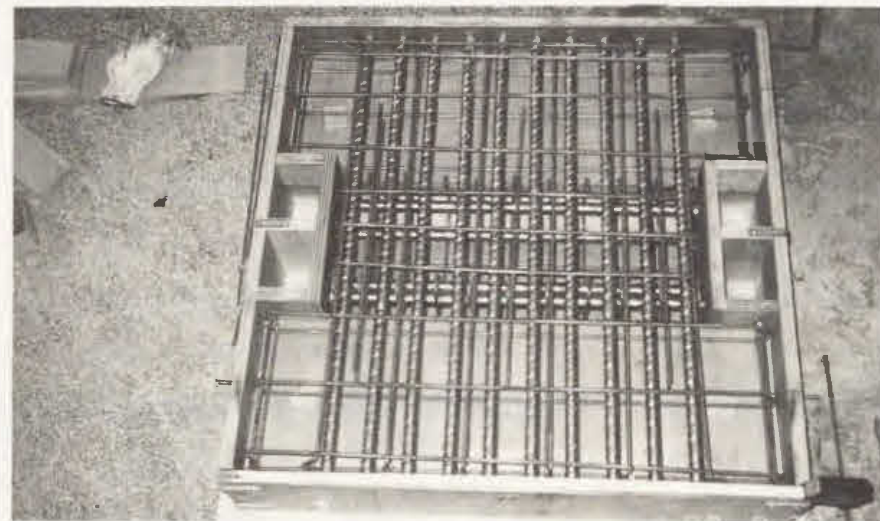


写真-5.3.2 (標準部)の型枠、配筋、シース配置



写真-5.3.3 モルタル打設、表面仕上げ

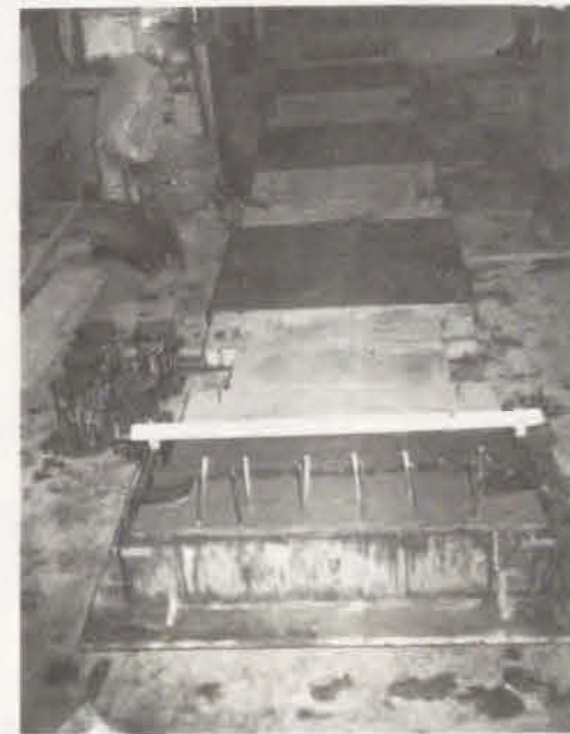


写真-5.3.4 床版ブロックのロングライン製作

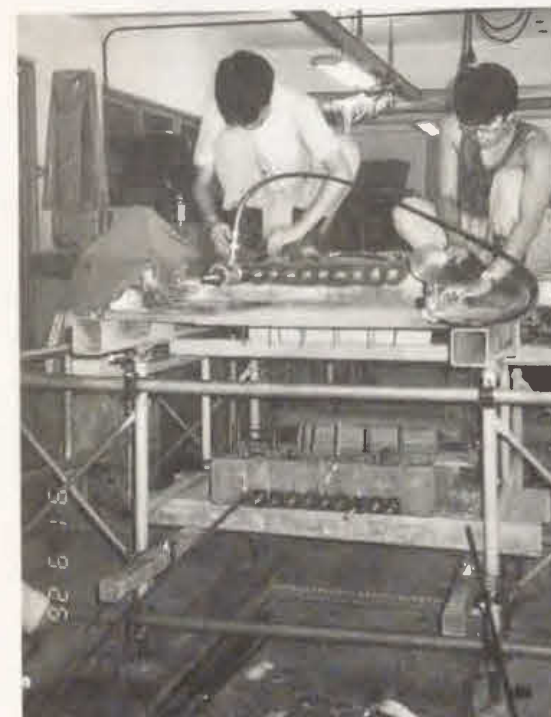


写真-5.3.5 床版ブロックの組立て



写真-5.3.6 床版ブロックの緊張





写真-5.3.7 トラスブロックの組立て



写真-5.3.8 接合部鋼棒緊張

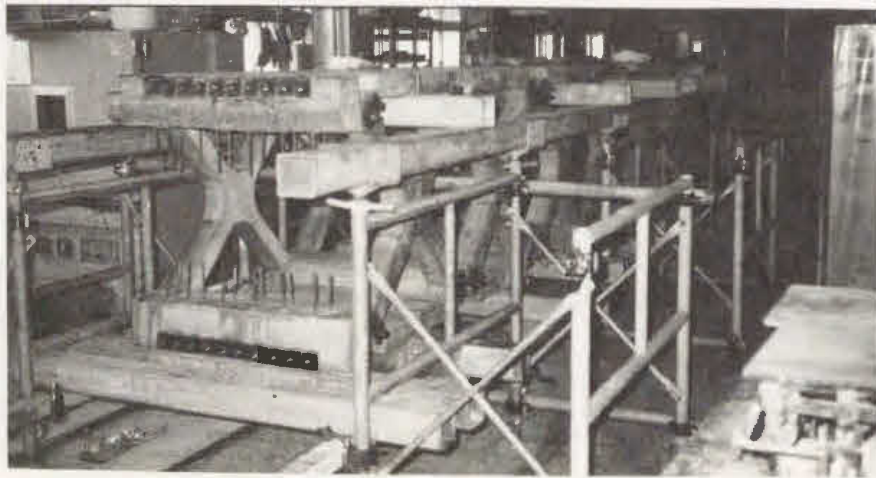


写真-5.3.9 供試体完成(端部横桁未施工)

## 5.4 載荷試験

### 5.4.1 試験装置および載荷方法

#### (1) 載荷装置

載荷試験はP C工場の載荷装置(反力梁 能力100t)を使用して行った。集中荷重による2点載荷による静的載荷試験の載荷装置を図-5.4.1、写真-4.4.1に示す。供試体にねじりを作用させるため、橋軸方向の載荷ビームを橋軸中心からずらして配置し偏心載荷する。

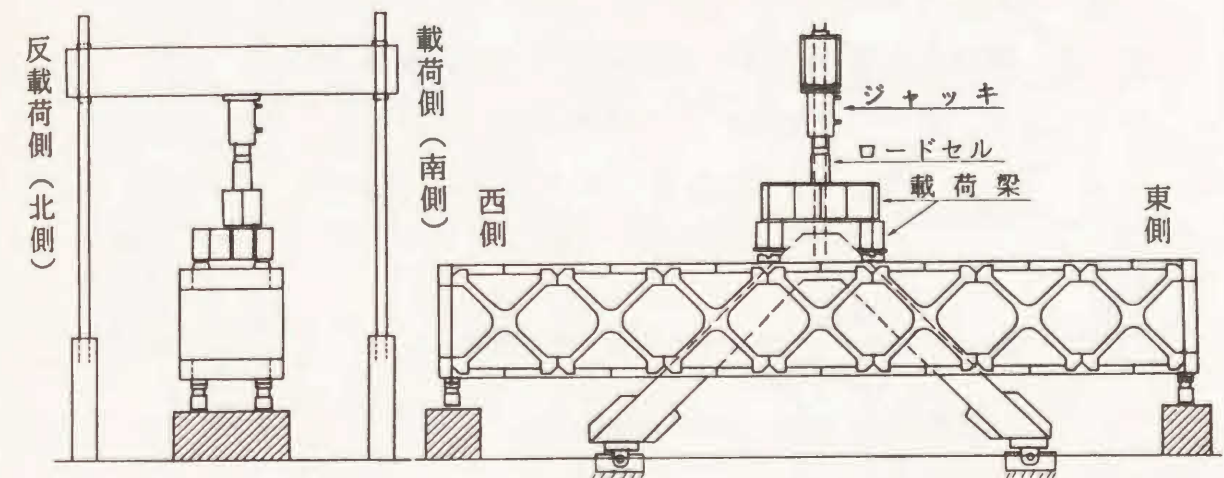


図-5.4.1 載荷装置

#### (2) 載荷パターン

荷重載荷パターンは、最初にひびわれ荷重まで載荷し、一旦除荷した後、二回目にはひびわれ荷重を超える載荷とした。弾性挙動、ひびわれ荷重、ひびわれ位置を確認した後除荷し、さらに、最終的に終局荷重状態(引張斜材P C鋼棒の降伏)まで載荷して終局せん断力、破壊モードを確認した。

### 5.4.2 計測項目、使用機器および計測方法

載荷試験の計測項目および方法を以下に示す。

#### ① 載荷荷重、支点反力



供試体上の油圧ジャッキと供試体支承位置に配置したロードセルで計測する(図-5.4.1)。

②下床版格点変位

左右のトラスと下床版の格点部下に設置した変位計(ダイヤルゲージ)で計測する(図-5.4.2)。

③トラス部材のコンクリートひずみ

引張、圧縮トラス材のコンクリート表面のひずみ計で計測する。  
(図-5.4.2, 3)。

④トラス部材のP C 鋼棒のひずみ

引張、圧縮トラス材のP C 鋼棒のひずみ計で計測する(図-5.4.4)。

⑤トラス、床版接合部およびトラス部材交点の局部ひずみ

コンクリート表面のひずみ計で計測する(図-5.4.2)。

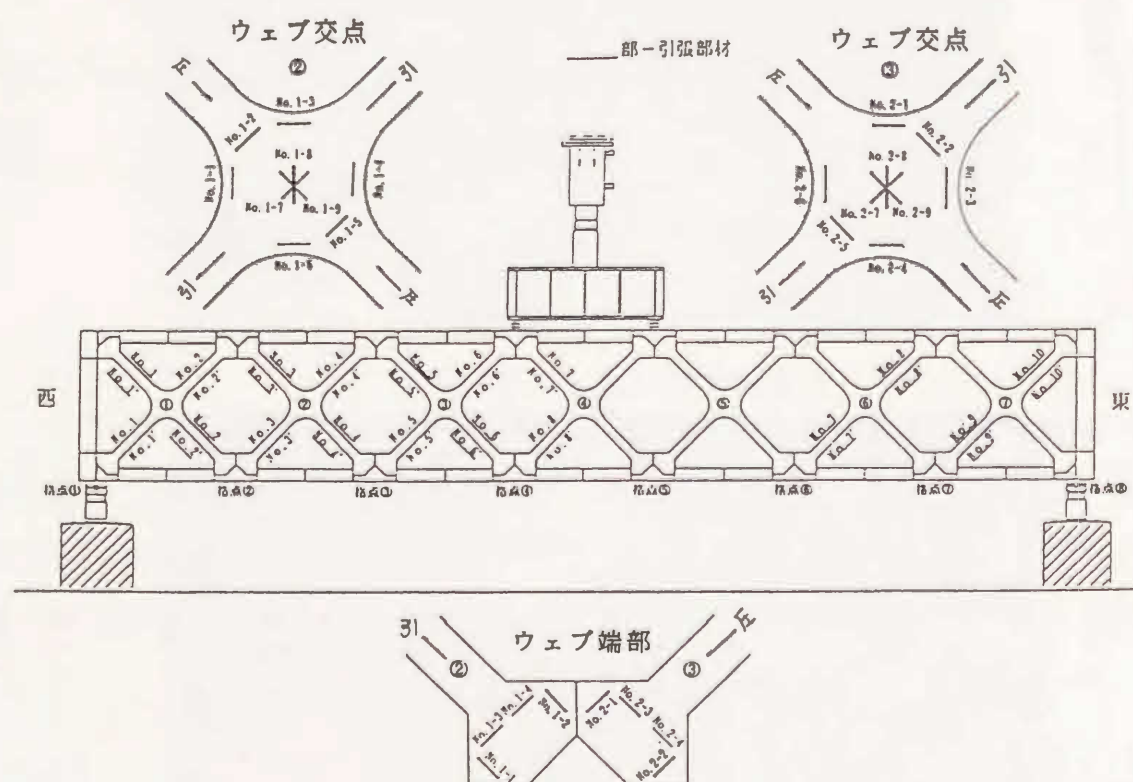


図-5.4.2 計測センサー配置(トラス部材載荷側)

⑥床版のコンクリートひずみ

上下床版の支間中央部のコンクリートひずみを表面に張りつけたひずみ計で計測する(図-5.4.5)。

⑦床版のP C 鋼棒のひずみ

支間中央部の下床版P C 鋼棒のひずみをひずみ計で計測する(図-5.4.5)。

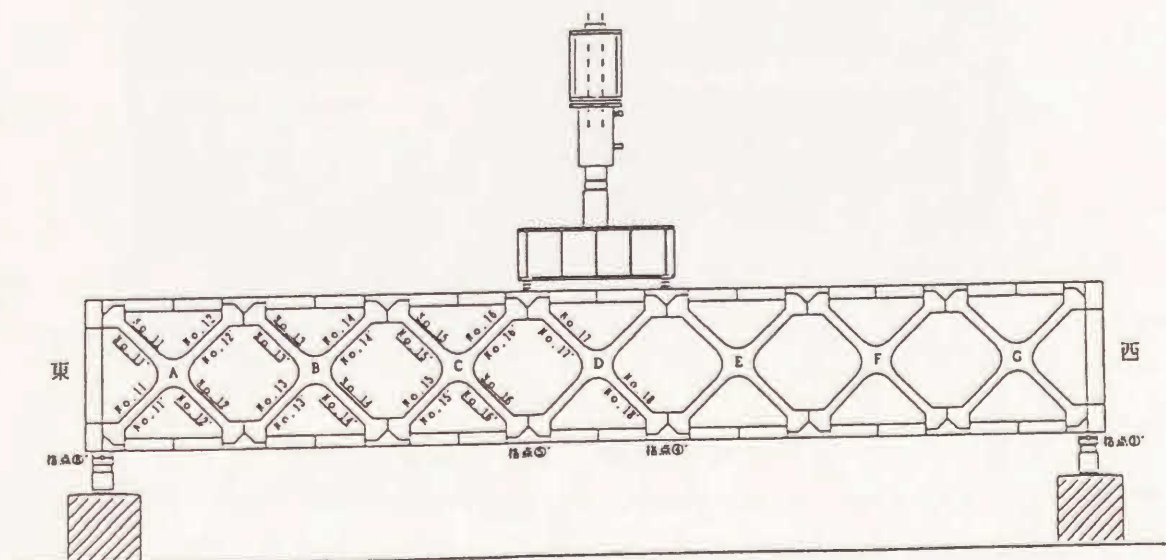


図-5.4.3 計測センサー配置(トラス部材反載荷側)

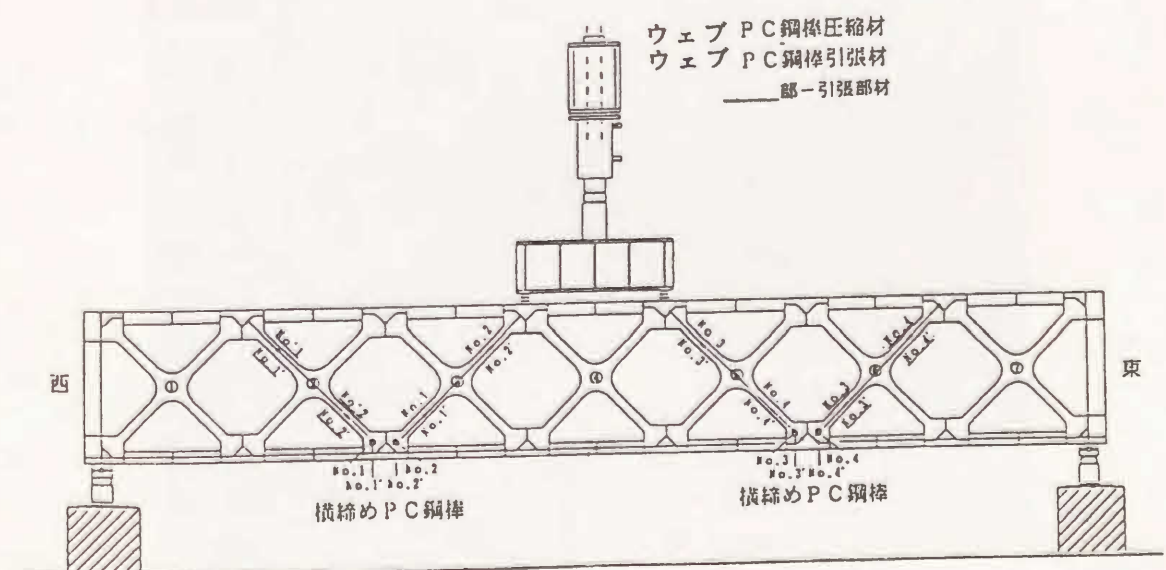


図-5.4.4 計測センサー配置(トラス部材鋼棒)



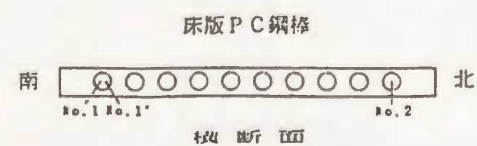
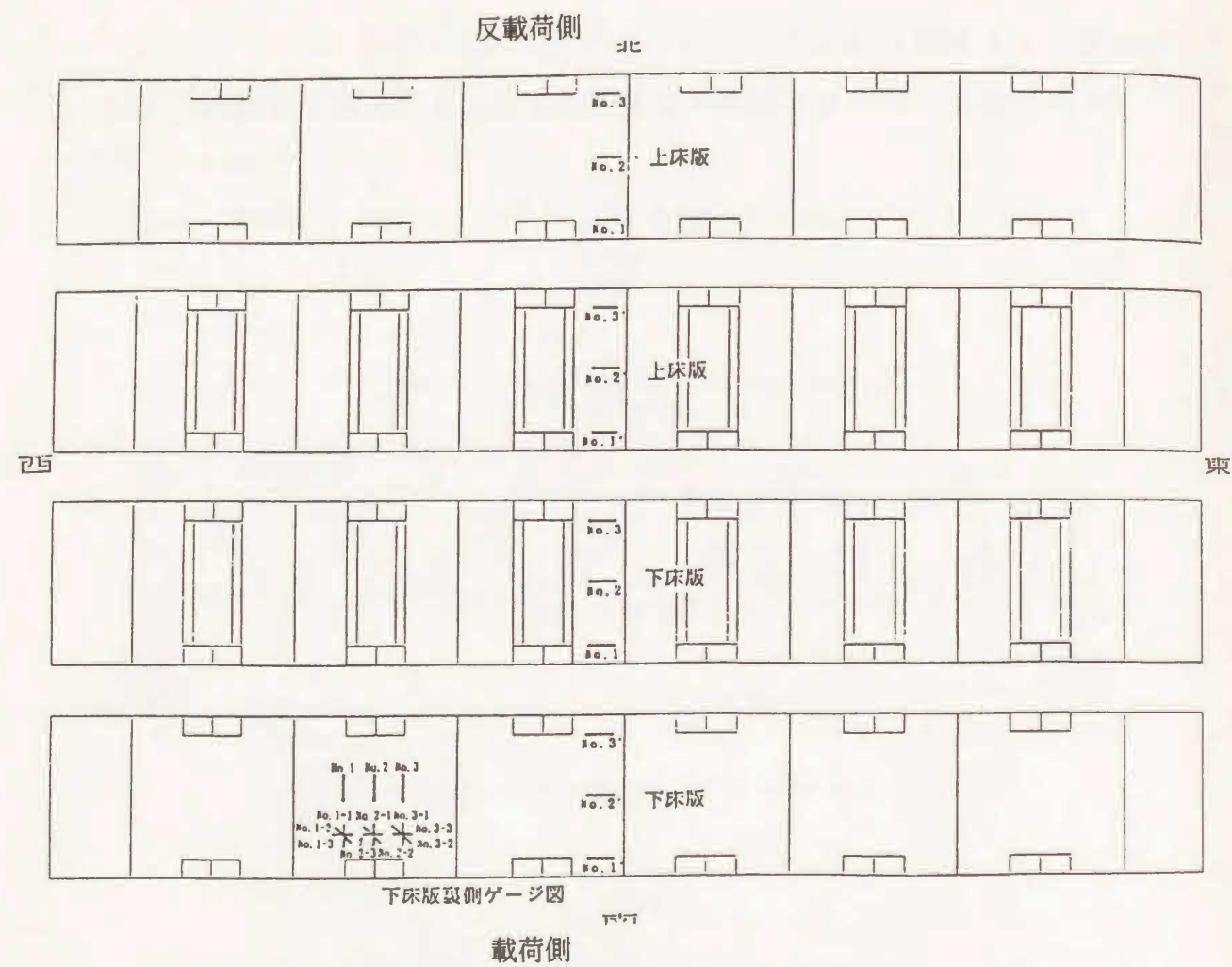


図-5.4.5 計測センサー配置(床版部材)

### 5.4.3 試験状況

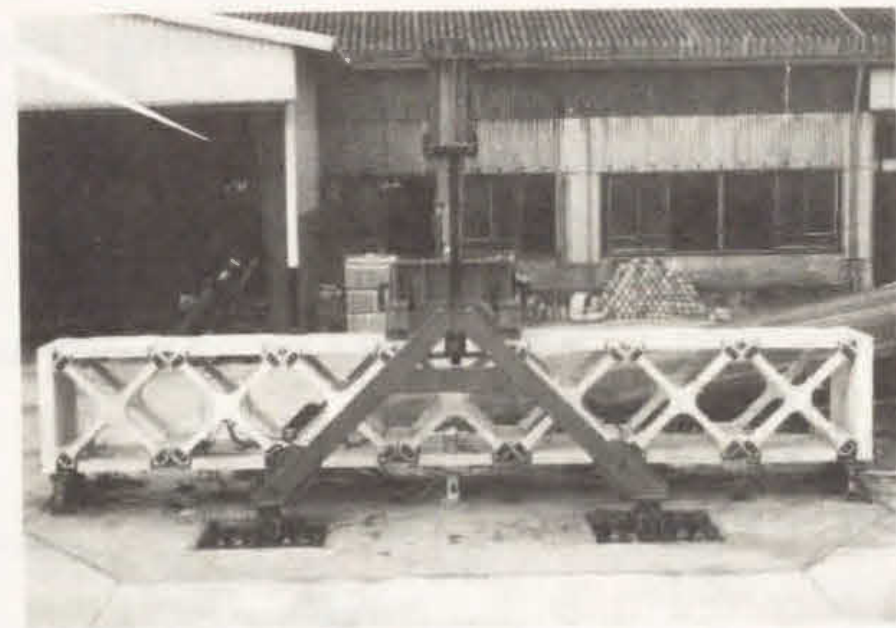


写真-5.4.1 載荷装置全景

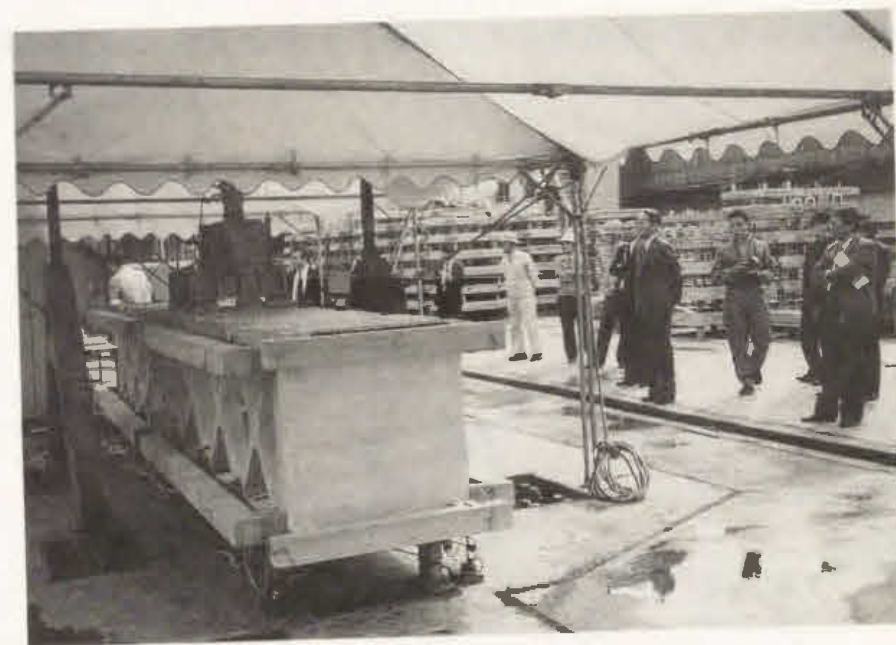


写真-5.4.2 載荷試験状況



## 5.5 試験結果および考察

### 5.5.1 全体変形

支間中央近傍のトラス部材との接合部における下床版部材の左右の鉛直変位と荷重との関係を図-5.5.1および図-5.5.2に示す。トラス部材にひびわれが発生しはじめた荷重レベル(LOAD=350kN)までは変位量の左右の差は小さい。このねじりによる変位量の差は上下床版部材の曲げねじり定数を考慮した計算値とよく一致している。

変形量は荷重が比較的小さい段階から計算値より多少大きく、荷重が大きくなるにつれて計算値より大きくなっている。

これは、解析モデルではトラス部材と床版部材との接合部を完全固定としているが、現実には、荷重が比較的小さいレベルから接合部に若干の回転が生じていることによるためと考えられる。

また、400kN以上では、ひびわれによるトラス部材の剛性の低下および床版接合部のひびわれによる塑性的な回転によって、変形量が急激に大きくなっている。

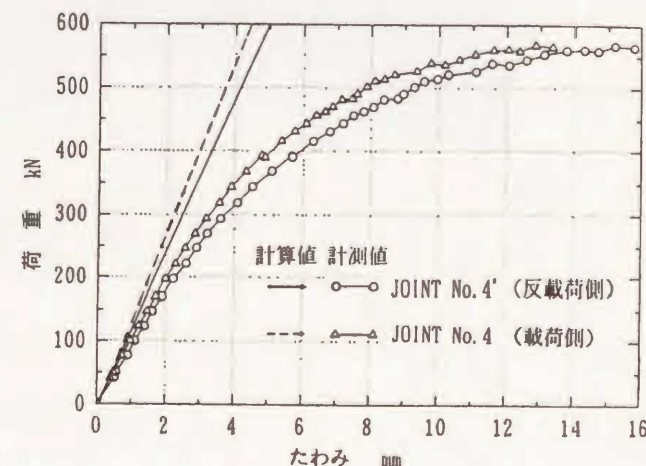


図-5.5.1 荷重-たわみ関係(1)<sup>9) 10)</sup>

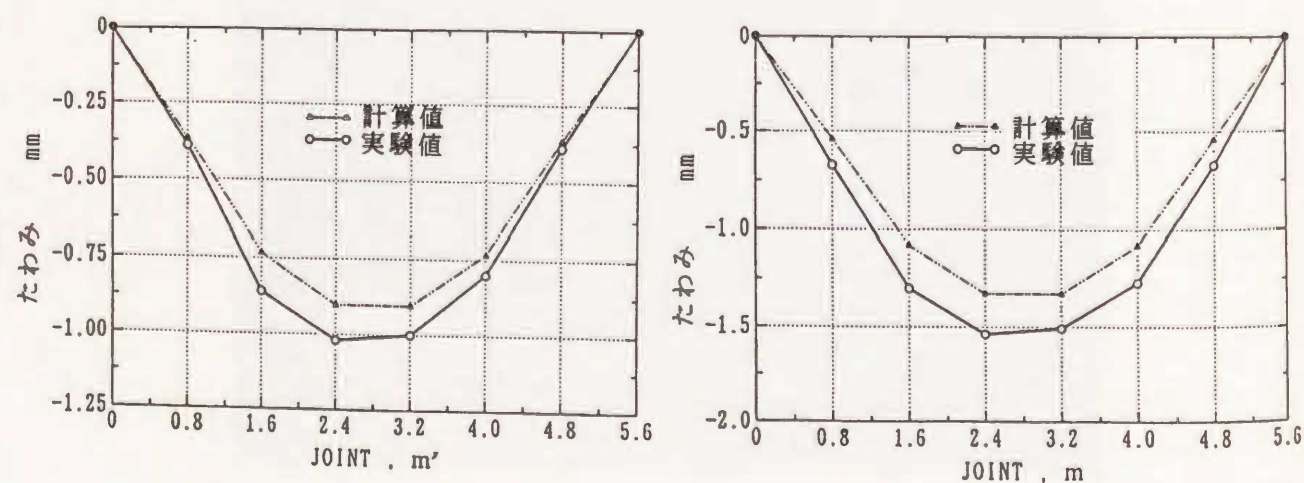


図-5.5.2 荷重-たわみ関係(2)

### 5.5.2 トラス部材のひずみ

#### (1) PC鋼棒のひずみ

最大引張力が作用するトラス部材におけるPC鋼棒のひずみと載荷荷重との関係を図-5.5.3に示す。計測したトラス部材はLOAD=350kNでひびわれを生じた。トラス部材のPC鋼棒は、ひびわれは発生後に引張力の全てが作用するため応力が急激に上昇し、載荷荷重560kNで降伏した。トラス部材の挙動は、PC鋼材で補強された通常のウェブのせん断ひびわれの挙動ではなく、トラス部材の純引張に近い性状を示している。

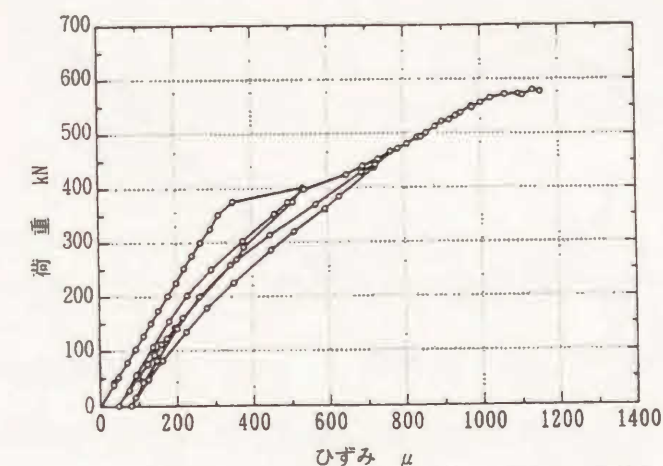


図-5.5.3 荷重-ウェブ(引張部材)PC鋼棒のひずみ関係<sup>9)</sup>

圧縮部材におけるPC鋼棒のひずみと載荷荷重との関係を図-5.5.4に示す。繰返し載荷に対してほとんど弾性的に変形しており、圧縮部材は健全な挙動を示している。

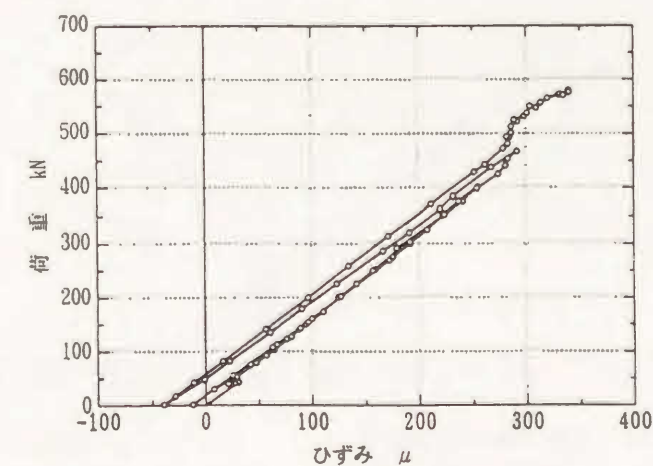
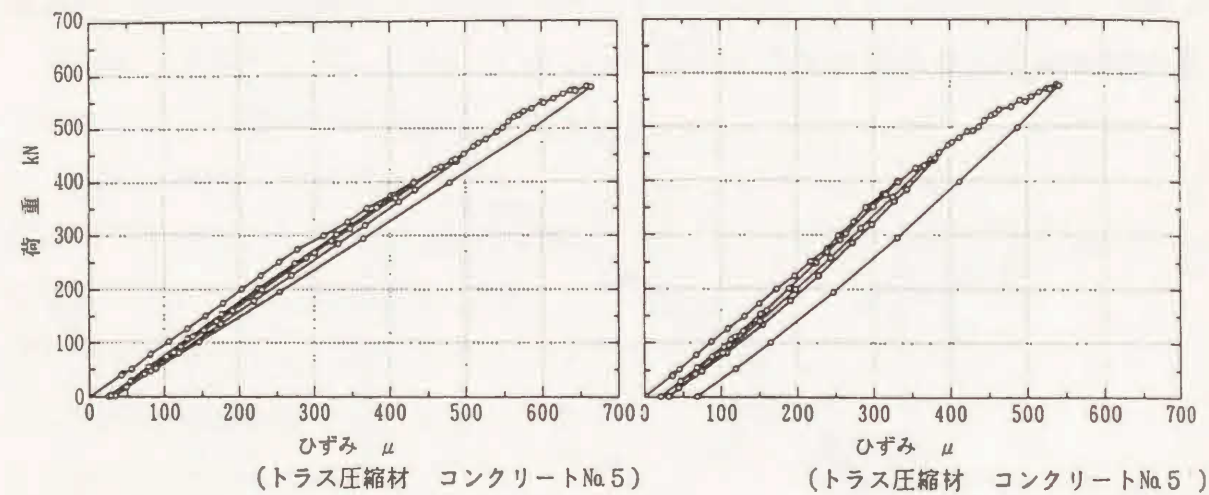


図-5.5.4 荷重-ウェブ(圧縮部材)PC鋼棒のひずみ関係

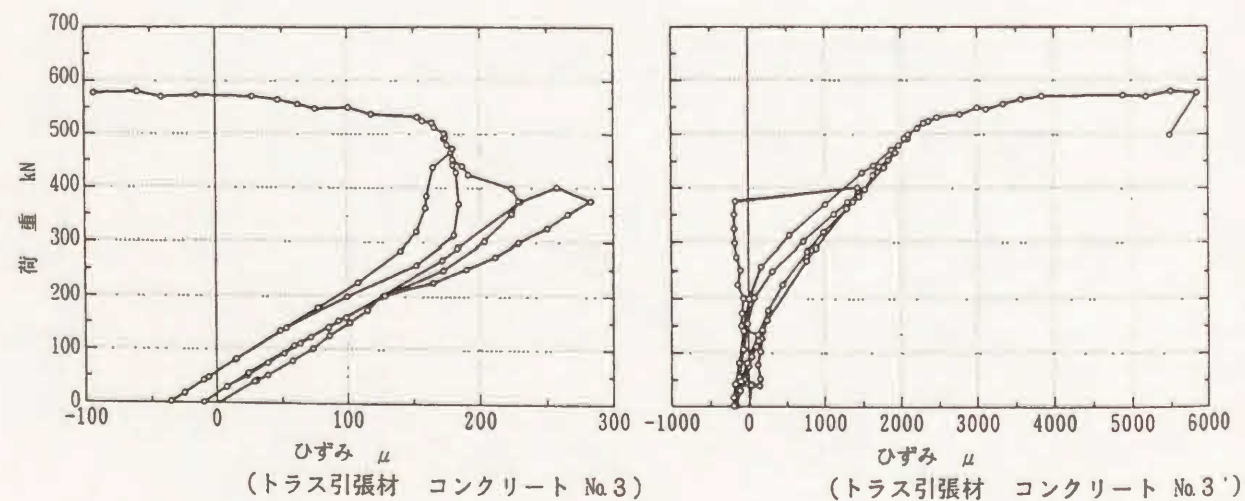


## (2) コンクリートのひずみ

最大圧縮トラス部材における荷重－モルタルひずみ関係を図－5.5.5に示す。圧縮トラス部材のひずみは、荷重レベル(LOAD=350kN)から値が大きくなり、終局荷重状態では理論値よりかなり大きな値となった。これは引張トラス部材のひびわれ発生によって剛性が低下して、トラス部材に作用している軸力の再分配がおり、圧縮トラス部材に集中したためと考えられる。

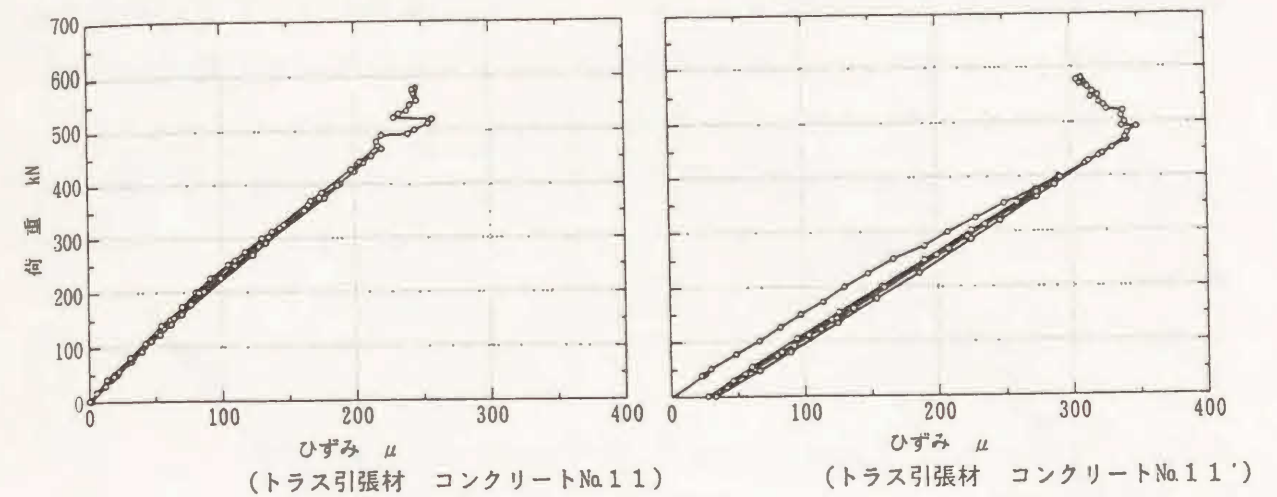


最大引張トラス部材のコンクリートひずみ(図－5.5.6)は、載荷荷重 0～400 kNでは、ひずみがほぼ荷重に比例して増加している。しかし、400kN を越えると下面側のひずみは急激に増加する。これは終局荷重状態に近づくトラス部材に橋軸方向の曲げが加わり、ひびわれが発生したためと考えられる。



図－5.5.6 引張トラス材(偏心載荷側)の荷重－モルタルひずみ関係

一方、載荷側と反載荷側の引張トラス部材では破壊までにはいたっておらず、除荷に応じて弾性的な挙動を示している。

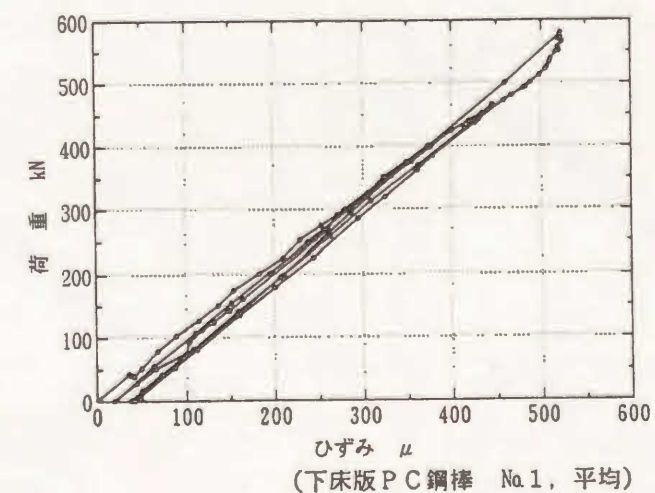


図－5.5.7 引張トラス部材(反載荷側)の荷重－モルタルひずみ関係

## 5.5.3 床版部材のひずみ

### (1) P C 鋼棒のひずみ

引張材である下床版に配置した P C 鋼棒のひずみ(図-5.5.8)は、繰返し荷重に対して線形的な挙動を示し、ほとんど残留ひずみはない。



図－5.5.8 下床版 P C 鋼棒のひずみ



## (2) コンクリートのひずみ

圧縮部材となる上床版の支間中央のひずみは、床版の上面と下面で同一にならない。また、特に床版部材の縁辺に近い部分の下面のひずみの増加が小さく、最終的に引張側のひずみが残留している。これは、載荷点が上床版の縁辺に近い所に位置しているため、上床版自体の曲げ変形が加わるためと考えられる。

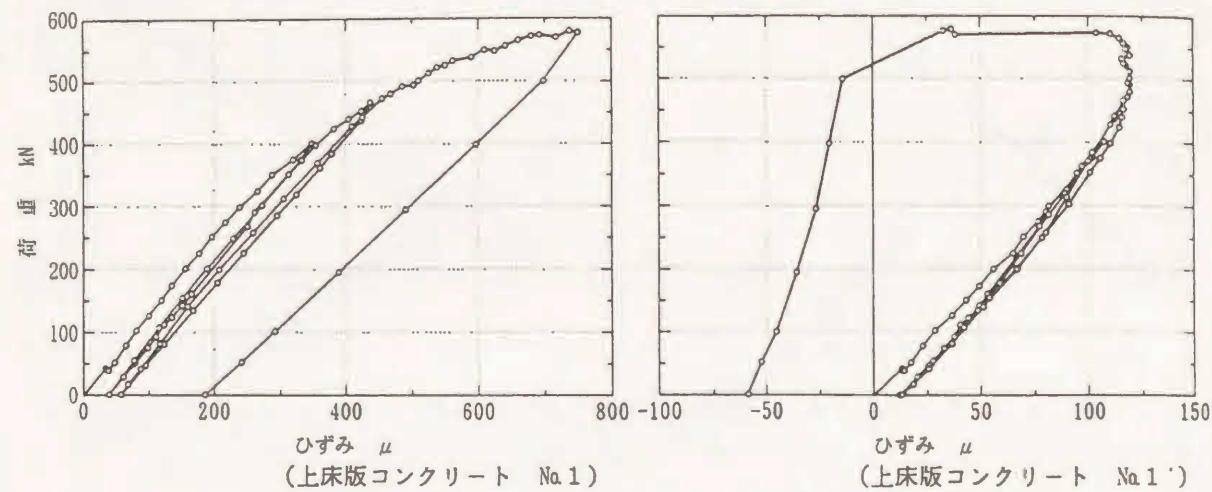


図-5.5.9 上床版の荷重-モルタルひずみ関係

引張部材である下床版の間中央のひずみは、上下面ではほぼ等しい値となり、上床版部材と比較して線形的に変形している。載荷側に近い方が若干大きな値を示している。

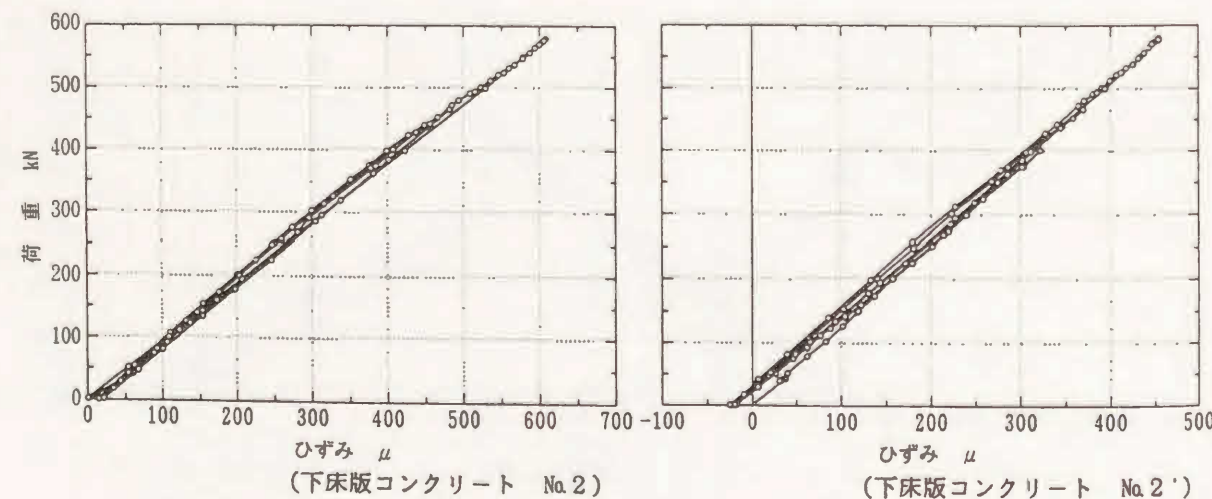


図-5.5.10 下床版の荷重-モルタルひずみ関係

しかし、全体的にひずみの実測値は三次元FEM解析の結果と比べて、上下床版の上下面での各々の応力度は異なるが、平均応力度ではよく一致している。これは床版が軸力部材とはいえ局部的に曲げの影響を受けるためと考えられる。

## 5.5.4 トラス交点部

トラス部材の交点部付近は応力集中を避けるために円形ハンチを設けたが、特に偏心載荷側の載荷点に近い交点では、解析結果と同様に圧縮トラス部材のひずみが、解析結果と同様にハンチによって有効に分散されている。

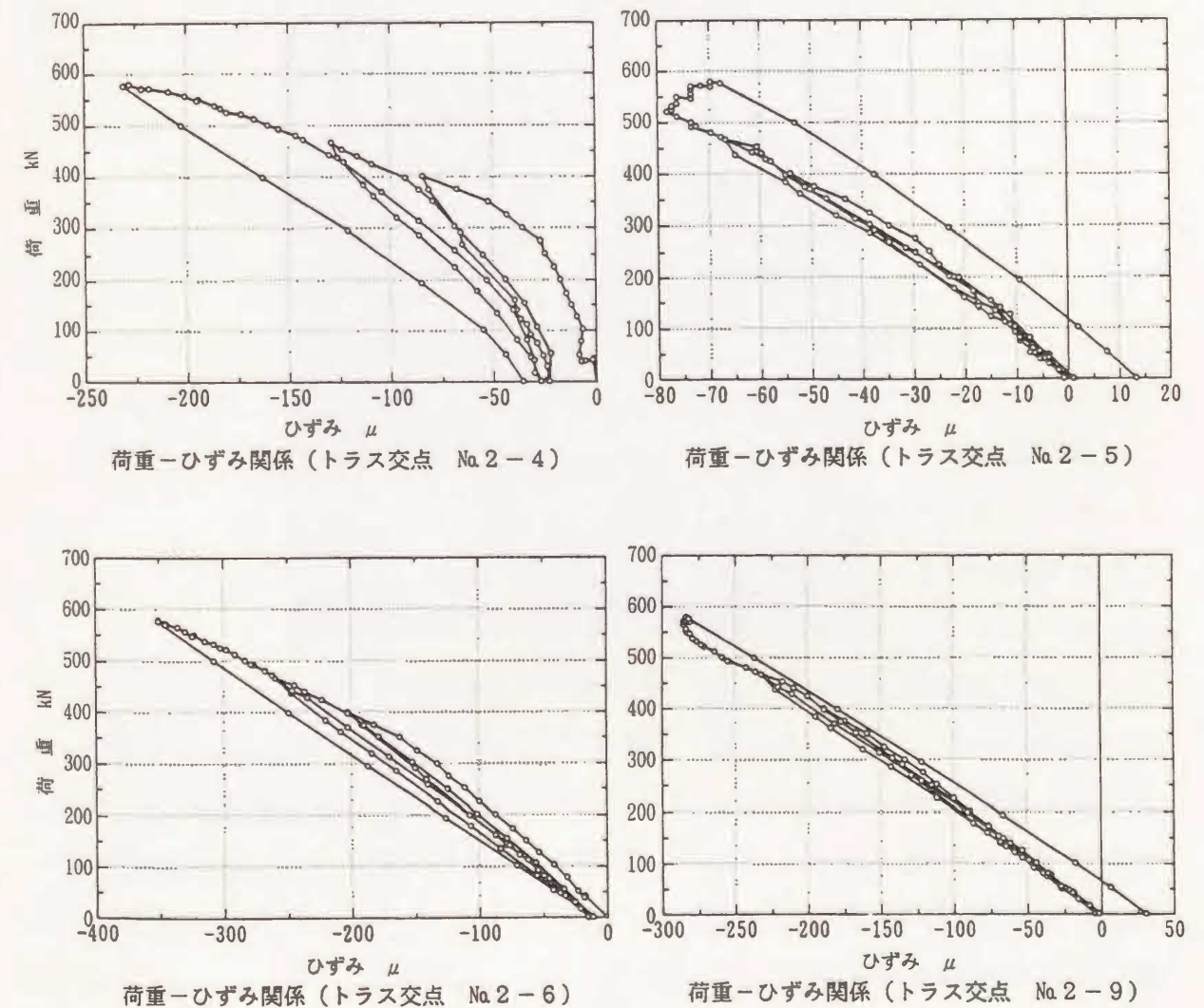


図-5.5.11 トラス交点部荷重-ひずみ図



### 5.5.5 トラスと床版の接合部

引張と圧縮トラス部材の両接合鋼棒のひずみは、図-5.5.12の示すように荷重の増加にしたがって変化している。これは、作用軸力が引張トラス部材から圧縮部材へ伝達する際に、接合用鋼棒に軸力の偏心によって生じる付加的なコンソール力が作用しているためと考えられる。

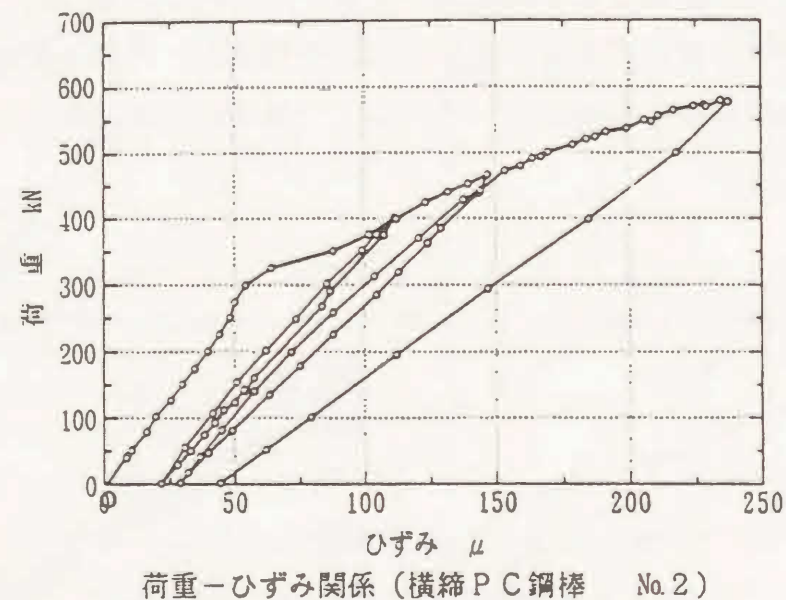
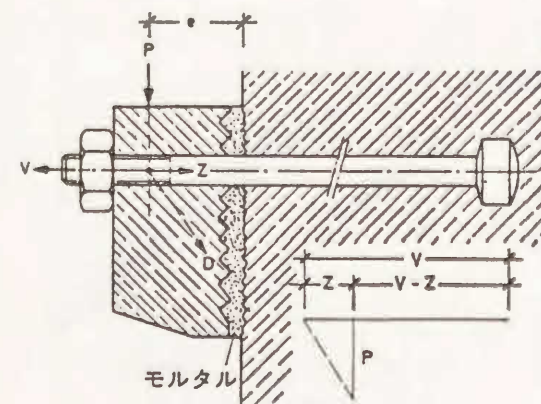


図-5.5.12 接合用鋼棒荷重-ひずみ関係

コンソール引張力とは、図-5.5.13に示すように接合用P C鋼材に軸力の偏心によって作用する付加的な力である。実際の設計を行う場合、この力をレオンハルトの式<sup>5)</sup>で考慮する必要がある。

これを図-5.5.13で説明すると、偏心プレストレスしてeが大きい場合、プレストレス力は短いコンクリートの上側1/3点に作用させる必要があり、必要プレストレス力はさらに付加的にコンソール引張力zを考慮しなければならない。



$$v = 2.5p + z$$

図-5.5.13 コンソール引張力

### 5.5.6 ひびわれ状況

#### (1) トラス材

引張トラス部材では、載荷荷重の増加とともに偏心載荷側の部材からひびわれが発生した。最終的には格点部の円形ハンチ付け根と接合部側付け根とその中間に均等な間隔で3~5本の0.5mm程度のひびわれが入った。断面でみると、最初にトラス部材の内側にひびわれが発生する傾向があるが、ひずみ計は部材の上下面配置なので内外面の曲げ要素については確認はできない(写真-5.5.4参照)。一方、圧縮トラス部材では特に変状はみられなかった。



写真-5.5.4 引張トラス部材のひびわれ状況

#### (2) 接合部横梁(写真-5.5.5~5.5.10 参照)

特に今回の実験において顕著にひびわれがみられたのは、床版とトラスの接合部の横梁においてである。いずれの横梁においても、接合面側から構造物中心線に向かって10cm程度の長さのひびわれが生じている。最大引張部材の上床版側接合部(写真-5.5.10 横梁No.6)においては、横梁のひびわれが大きく、ひびわれが左右のトラス部材間でつながり、さらに、横梁の側面までひびわれが貫通している。



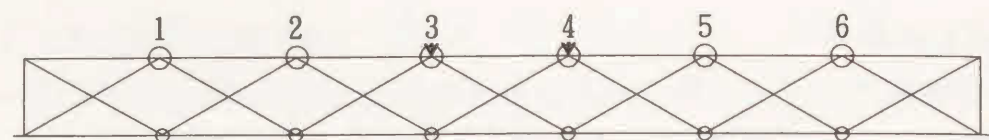


图-5.5.14 横梁位置图

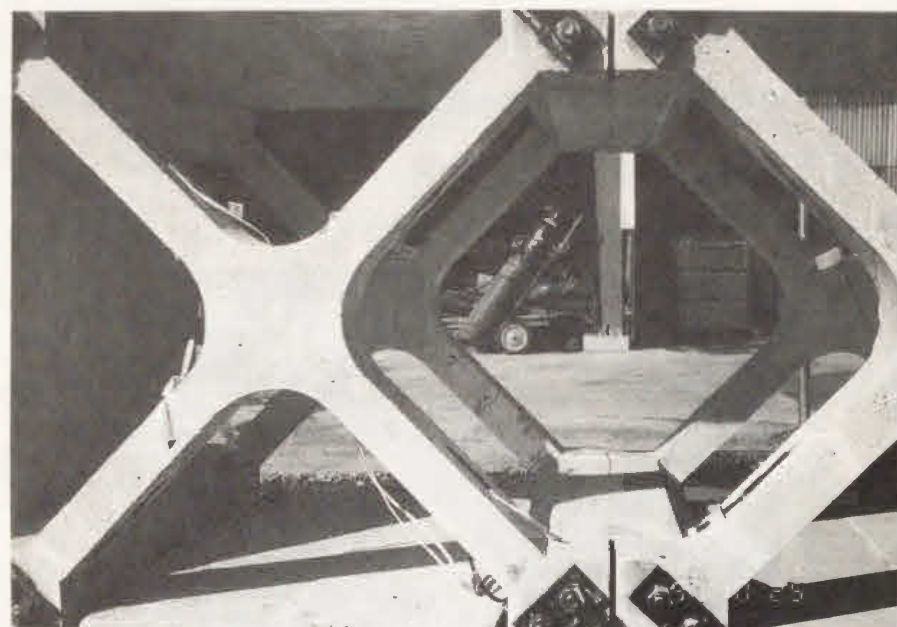


写真-5.5.5 横梁No.1

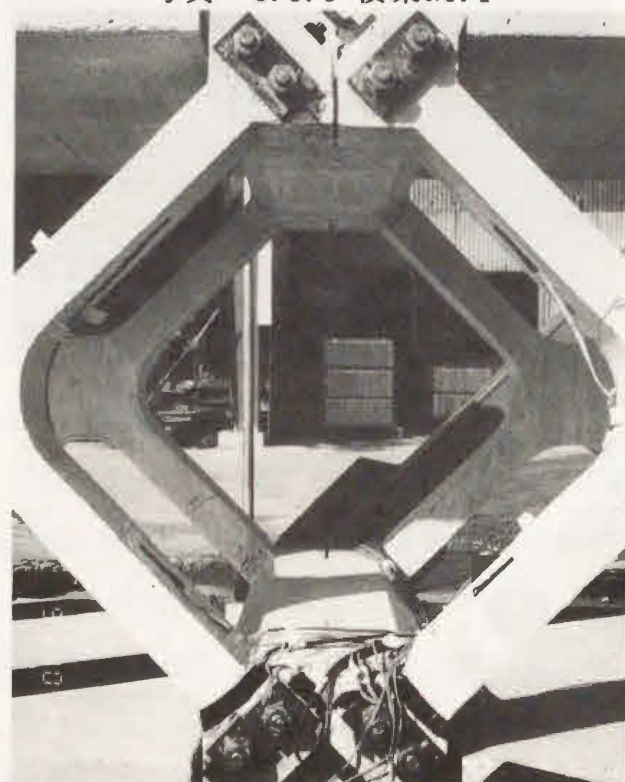


写真-5.5.6 横梁No.2

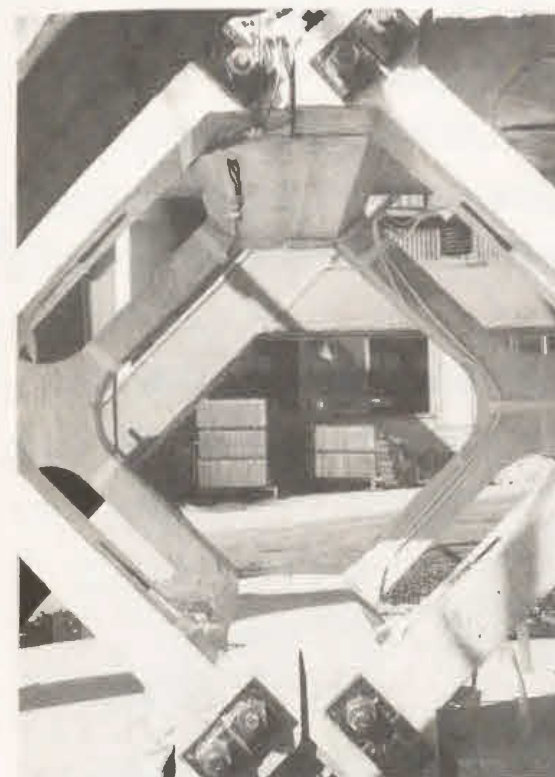


写真-5.5.7 横梁No.3

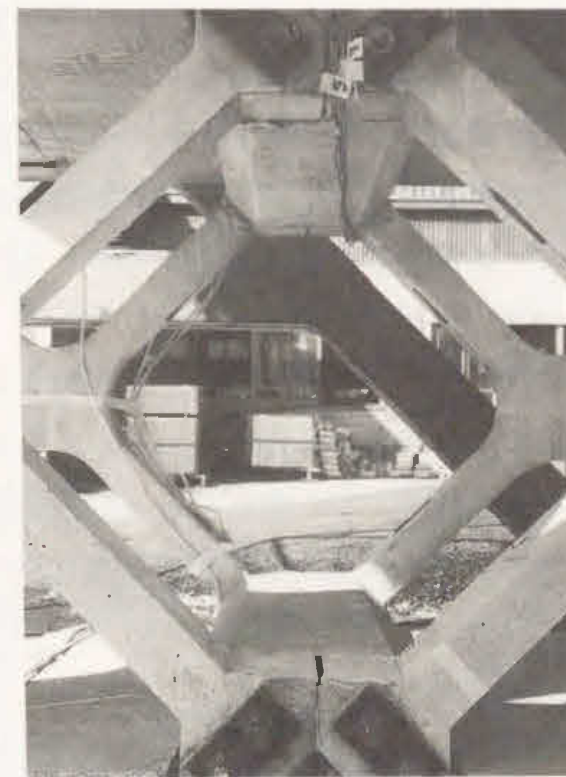


写真-5.5.8 横梁No.4

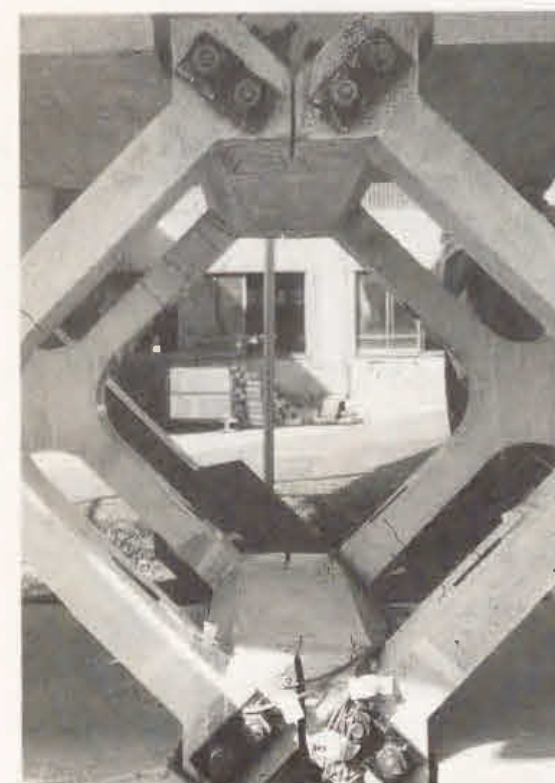


写真-5.5.9 横梁No.5

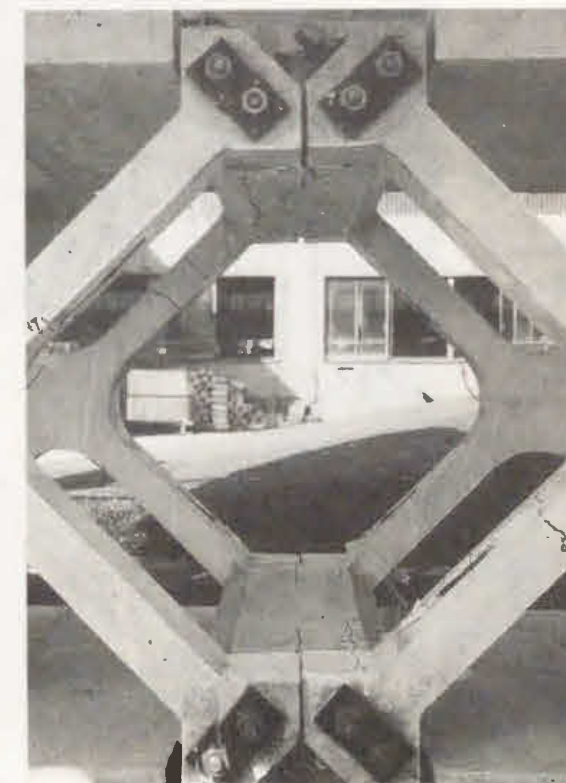


写真-5.5.10 横梁No.6



横梁部のひびわれは、引張材と接合用鋼棒によってせん断破壊したものと思われる。これらの原因としては次のことが考えられる。

①横梁自体が引張部材からのせん断力に対して鉄筋の補強の不足。

②この横梁部は、トラス部材の接合のために床版部材の切欠き部であること、同じく床版部材の厚さが急変している部分であること、など断面の急変による応力集中が起こりやすい。

③今回の供試体のトラスと床版接合部は接合面の摩擦によるせん断のみを期待している構造である。したがって、トラス部材からのせん断力が、まず床版横梁部に伝達され、それから再び接合面を通して隣接するトラス部材に伝達するため、床版横梁部に局部的に大きな応力が作用したと考えられる。

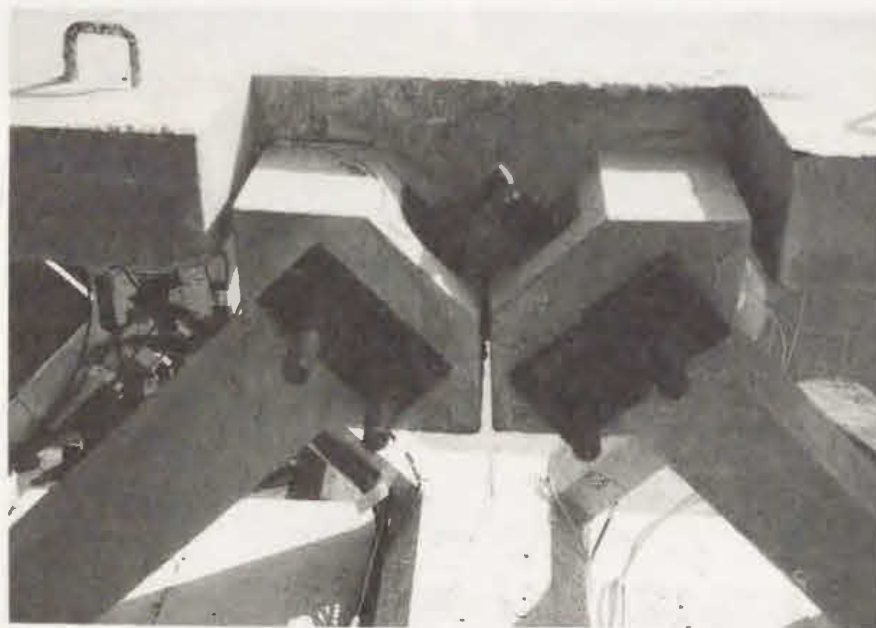


写真-5.5.11 接合部ひびわれ状況

また、接合部において引張トラス部材と床版部材のずれによりひびわれが発生している(写真-5.5.11)。これは、エポキシ樹脂系接着剤の塗布の効果が少ない所で、緊張力によるせん断摩擦が作用しなくなったためと考えられる。そして、全体的に変位量が大いのは、このような接合部の摩擦接合の破壊による回転移動に原因するものと考えられる。

### 5.5.7 FEM解析との比較

#### (1) 解析モデルおよび荷重

せん断載荷試験を行った供試体のモデルについて三次元FEM解析を行う。解析モデルは図-5.5.15に示すように、上下床版が版部材で、トラスを棒部材としている。また、端部横桁は版部材とする。両側支点部は二つの支点で構造物を支持構造とする。

載荷する荷重は、試験と同様に図-5.5.15に示すような4点の集中荷重とし、その荷重比率は0.35Pと0.15Pである。

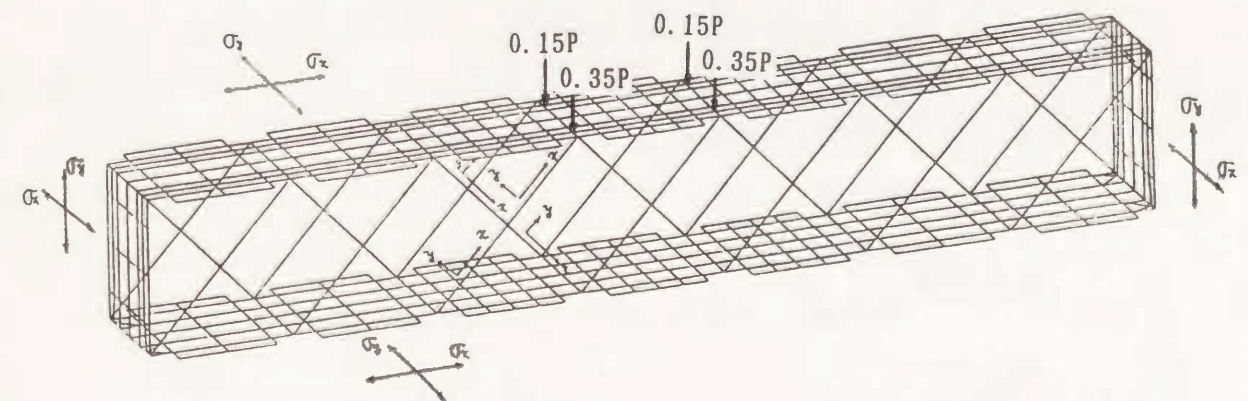


図-5.5.15 解析モデルおよび荷重

#### (2) 解析結果

##### 1) 変位

使用荷重状態である載荷重  $P=30t$  の時のトラス全体の変位は図-5.5.16のようになる。

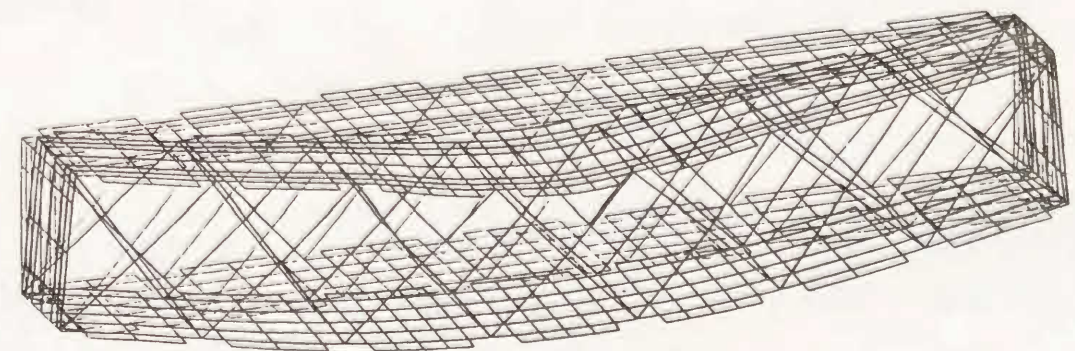


図-5.5.16 全体変位



左右トラス格点の鉛直変位量は図-5.5.17のようになる。実測値は解析値の1.5~1.7倍程度になっている。これは接合部を剛結と仮定しているのに対し、実際はピン結合に近い状態であるためと思われる。

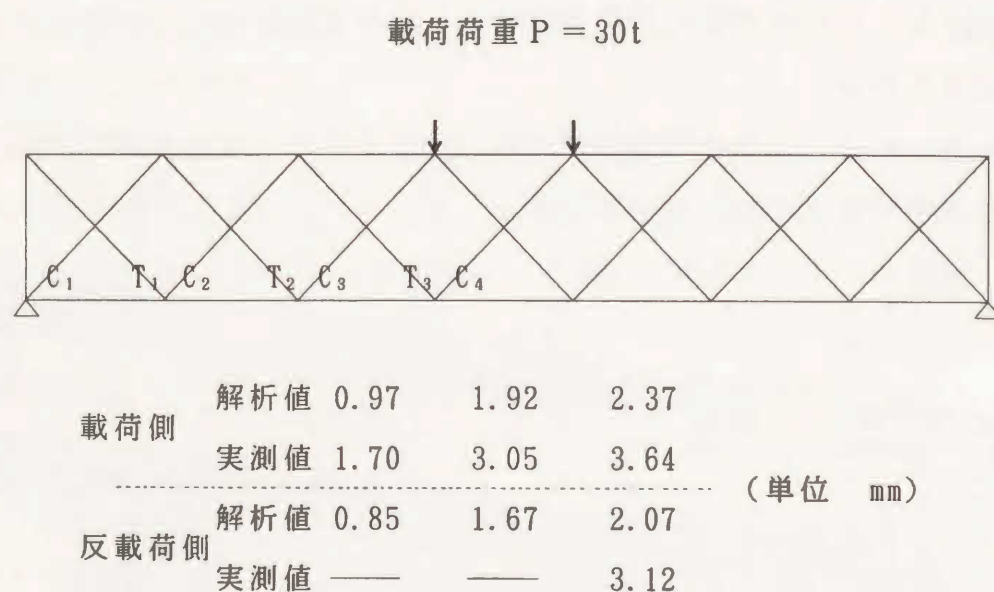


図-5.5.17 鉛直変位量

## 2) 応 力

①トラス部材の軸力の解析値は表-5.5.1に示すようになり、実験で得られたトラス軸力と比較的よく一致している。なお、トラス部材番号は図-5.5.17に示す。これらの解析値と実測値との比較からスラブトラス構造が全体トラス構造として、挙動していると考えられる。

表-5.5.1 トラス部材軸力 (kN)

トラス		C <sub>1</sub>	T <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>	T <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	T <sub>3</sub>	C <sub>4</sub>
載荷側	解析値	57.7	-49.1	50.6	-65.1	70.7	-41.7	44.6
	実測値	52.9	-47.8	48.7	-52.7	63.2	-38.4	33.7
反対側	解析値	42.4	-39.2	39.3	-48.9	46.7	-31.8	26.3
	実測値	42.6	-38.9	43.3	-44.9	42.6	-33.0	—

## ②下床版主応力

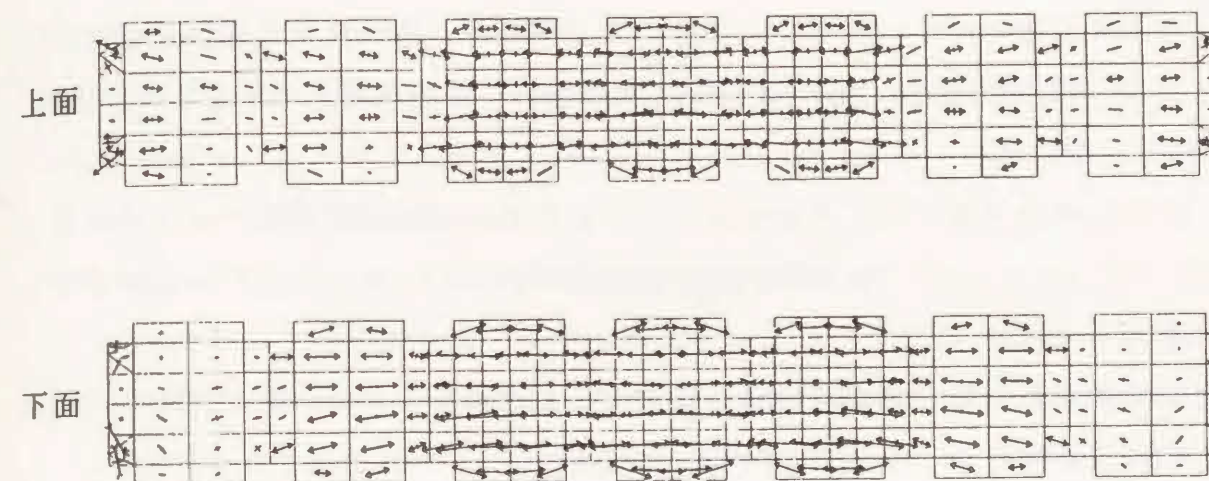


図-5.5.18 下床版主応力図

		計測値 ( $\mu$ )	応力度 (MPa)	平均値 (MPa)	F E M 解析値 (MPa)	平均値 (MPa)	計測値 解析値
反載荷側	上面	239	93	81	55	66	1.23
	下面	175	68		77		
中 心	上面	300	116	105	88	99	1.06
	下面	239	93		110		
載荷側	上面	194	75	71	66	78	0.91
	下面	171	66		89		

表-5.5.2 下床版引張応力度

下床版引張応力度は、床版上下面の平均応力度では計測値と解析値がほぼ一致している。しかし、床版上下面の各々の応力度は、上面では計測値が大きく、下面ではFEM解析値のほうが大きくなっている。

これは、床版が軸力部材とはいえ、曲げの影響を受けているためと考えられる。したがって、設計にあたっては床版の曲げを考慮する必要がある。



## 5.6 むすび

スラブトラス構造の全体模型試験により、構造物としての耐力とプレキャスト部材の製作および組立てに関して次のことが検証できた。

①最大引張力の生じるトラス部材のPC鋼棒は、降伏荷重の理論値520kNに対して、実測値560kNで降伏し、全体構造をトラス構造として解析した理論値によく一致した。

②偏心載荷荷重による支間中央部における床版両端の変形量の差は小さく、ねじりに対して上下の床版部材による横方向剛性が大きいことが試験結果からも確認された。

③床版部材とトラス部材のPC鋼棒による摩擦接合部は、設計荷重状態において大きくずれることなく十分耐力を有した。

④終局荷重状態においては、床版の接合部近傍にひびわれが発生した。これは、床版部材とトラス部材の接合部が摩擦のみに期待した構造であるため、トラス部材の圧縮力が一旦床版の接合部近傍に伝達され、再び接合部を通して隣接するトラス部材の引張力として伝わることにより、床版接合部に大きな局部応力が生じ、ひびわれが発生したと考えられる。この結果を踏まえて、トラス部材間で直接せん断力を伝達する機構を付加したトラス部材の接合方法を提案する必要がある。

⑤本構造のプレキャスト部材の製作および組立ては、全般として手順通り合理的に施工できた。

⑥プレキャスト部材接合構造は製作誤差を吸収できる構造になっているので、プレキャスト部材は比較的容易に組み立てることができた。

⑦模型試験ではより大きなせん断力の伝達を期待して、床版部材とトラス部材間はエポキシ樹脂系接着剤目地とした。しかし、実際の施工にあたっては、ドライジョイントでも可能なプレキャスト部材の製作精度を保証する必要がある。

## 参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説(Ⅲ コンクリート橋編), (社) 日本道路協会, 平成2年2月
- 2) コンクリート標準示方書 設計編, (社) 土木学会, 平成3年2月
- 3) 高強度コンクリート設計施工指針(案), コンクリートライブラリー第47号, (社) 土木学会, 昭和55年9月
- 4) プレストレストコンクリート工法設計施工指針, コンクリートライブラリー第66号, (社) 土木学会, 平成3年3月
- 5) F・レオンハルト, E・メニッヒ(横道英雄監訳, 成井 信, 上阪康雄共訳) レオンハルトのコンクリート講座② 続鉄筋コンクリートの設計, 鹿島出版社, pp.95~100, July, 1984
- 6) コンクリート道路橋設計便覧, (社) 日本道路協会, 昭和60年10月
- 7) 島 弘・福田英二・則武邦具ほか: PC橋における高強度コンクリートを有効利用する新構造形式, 第44回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集, V-33, pp.640~641, 平成4年5月
- 8) プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(1): 建設省土木研究所, (社) プレストレストコンクリート建設業協会, pp.27, 平成4年3月
- 9) 則武邦具・島 弘・河野 清: 高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案, 土木学会論文集, No.490/V-23, May, 1994 (掲載予定)
- 10) Noritake, K.・Shima, H.・Kumagai, S.・Sasaki, K.: A study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss Members, Using High-Strength Concrete, FIP Symposium '93, Kyoto, Japan, pp.319~326, Oct., 1993



## 第6章 プレキャスト部材の接合構造

### 6.1 まえがき

スラブトラス構造はプレキャスト化した床版部材とトラス部材を組み立て一体化した構造である。したがって、部材の接合部の構造は構造的および施工的に最も重要な部分である。

構造的には、トラス部材の軸力による大きなせん断力を隣接するトラス部材へ直接伝達する機能を有しなければならない部位である。

施工的には、P C 鋼材、補強鉄筋の配置などが入り組み、複雑な構造となるため製作、組立てにあたり工夫が要求される。従来のトラス構造では、一般的に組立て時の製作誤差の吸収を接合部で行うため場所打ち部を設けており、施工に手間と時間を必要とする。したがって、せっきくのプレキャスト工法の優位性が損なわれ、トラス構造の普及に大きな課題となっている。

第5章で述べた全体模型試験に使用した供試体は、トラス部材と床版部材との接合面の摩擦力によってのみせん断力を伝達する構造になっている。したがって、トラス部材からのせん断力が部材接合面を通して床版の横梁部に伝達した後、再び接合面を通して隣接するトラス材に伝達するため、終局荷重状態で接合部の横梁に局部的に大きな応力が作用し、ひびわれが発生した。この点を解決するために、トラス部材間で直接せん断力を伝達する機構を付加する必要がある。

すなわち、全体模型試験で提案した摩擦力による接合構造を基にして、これをさらに発展させて、大きな耐荷力のある合理的で、かつ実用的な接合構造を開発しなければならない。

そこで、実構造物の接合部と同様の荷重作用状態になるような部分模型を用いて載荷試験を行い、接合部の応力伝達機構を解明し、あわせてその施工性を確認する必要がある。部分模型の供試体の規模は、全体模型試験の接合部の二倍程度とし、接合部近傍のみを取り出した部分モデルとする。

この供試体による試験では、実際の構造で考えられる状況を想定して、横締め鋼材のプレストレスを変化させて摩擦接合の効果を確認する。

さらに、供試体の接合部付近の形状は、トラス部材と床版部材の軸線の交点

を一致させたモデルとして試験を行う。この試験の結果を踏まえて、トラス部材のP C 鋼材定着具や接合継目部のジベルなどの配置の状況を考慮し、トラス部材の軸線の交点が床版部材の軸線の位置より下方で交差する構造(図-5.3.1参照)で、最終の確認試験を行う。

これらの一連の試験においても、全体模型試験と同様に供試体の組立てなどを通して、その施工性の調査をあわせて行うものとする。

トラス接合部の構造はインサートとボルトを用いて直接せん断力を伝達する構造<sup>1)</sup>とする。接合部の試験でその耐力が確認された後、隣接トラス部材の継目部のみを取り出した供試体で、補強方法や打継面の形状など接合状態を変化させた載荷試験を行い、継目部のせん断伝達状況を調査研究し、せん断耐力式を提案し、接合部の合理的な設計法について検討する。

本章でおこなった主な研究項目は次のとおりである。

- ①摩擦接合機構の効果の確認
- ②直接せん断伝達機構の耐荷力
- ③プレキャスト部材組立ての施工性
- ④接合構造の合理的な設計法の検討

### 6.2 トラス接合構造の形式とその耐荷力

#### 6.2.1 はじめに

トラス構造は軸力部材を組み合わせて、全体として曲げやせん断に抵抗する構造である。一般にトラス構造の解析では、部材相互の結合点はヒンジあるいは剛結として行われているが、いずれの方法でも大差がない<sup>1)</sup>ので、ここでは安全をみて剛結として設計する。部材軸線の交点は一点で交わることを前提としている。しかし、実際の構造物では、部材はある大きさを持っており、その中に配置される補強鋼材の配置状況を考慮すると、部材軸線を一点で交差させるのは難しい。

また、プレキャストセグメント工法におけるせん断力の伝達機構は、隣接プレキャスト部材の接合方法によって異なる。スラブトラス構造では、架設時にはプレストレスの圧縮力による摩擦接合により架設し、完成時にはより信頼性の高い直接せん断接合機構を付加した接合構造を提案している。



そこで摩擦接合の有無と直接せん断接合を組み合わせて、相互の接合機構の効果および施工性を大型模型試験より確認する。また、部材軸線を一致させた供試体での載荷試験の結果からトラス部材軸線の交点の位置を変えた供試体で試験を行い、接合部の応力伝達機構を解明する。

### 6.2.2 接合部の構造形式

トラス部材間の直接せん断伝達機構として、図-6.2.2に示すようなインサートとボルトを継手に用いた構造を提案する。

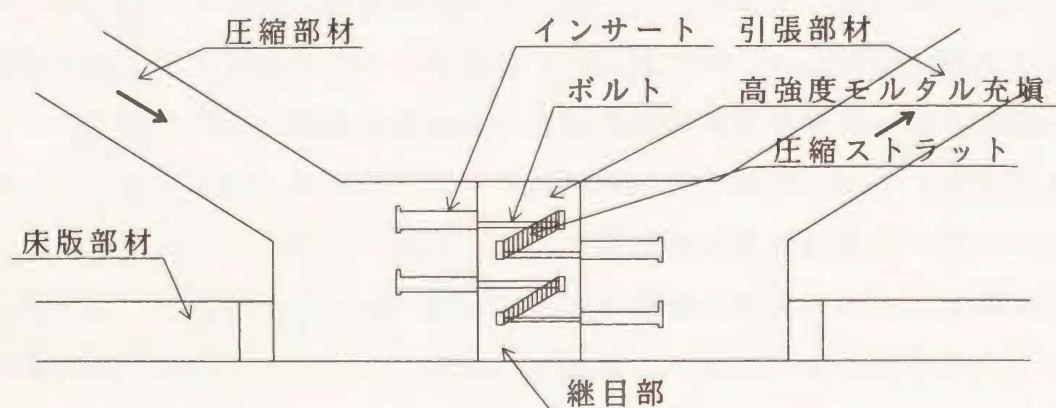


図-6.2.2 インサート・ボルトを用いた接合構造

伝達機構は、圧縮部材から伝わるせん断力を継目部が受けると、継目部に斜めひび割れが発生し、これによって隣接するトラス部材は離れようとする。このときの継目部のボルトの引張力により、ボルト間に圧縮ストラットが形成される。この圧縮ストラットによりせん断力がスムーズに伝達される。この接合部の施工方法は、隣接するトラス部材が相対する継目面に、あらかじめインサートを埋め込んで状態でプレキャスト部材を製作する。したがって、小口型枠の施工などが極めて容易である。部材組立後インサートにボルトを取付けた後、遊間部に高強度モルタルを充填する。

### 6.2.3 実験概要

#### (1) 実験条件

接合部のせん断力を伝達する構造として、横締めPC鋼材のプレストレスによる摩擦接合と隣接するトラス部材間の直接せん断接合の二つの方法と、部材軸線の交点を一致させるものとずらしたものの二種類の構造を想定する。

そこで今回の実験では、最初にシリーズⅠ、Ⅱとして、床版材とトラス材の軸線の交点を一致させた場合、次にシリーズⅢ、Ⅳとして、隣接トラス部材の線の交点の位置を床版部材の下側(床版部材の軸線よりも下側)にずらした場合、計4種類の供試体による載荷試験を行った。図-6.2.2に部材軸線の交点の二つのタイプを示す。また、実験条件を表-6.2.1に示す。

表-6.2.1 実験条件

供試体	部材軸交点	摩擦接合	せん断接合
Ⅰ	一致	有	有
Ⅱ	一致	無	有
Ⅲ	下側	有	有
Ⅳ	下側	無	有

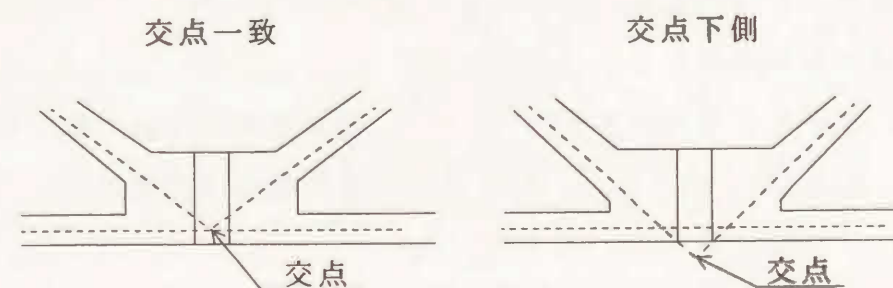


図-6.2.2 部材軸線交点

#### (2) 供試体

##### 1) 形状

トラス構造においてトラス部材の交角は主構高とトラス間隔の関係で決定される。主構高は支間あるいは建築限界などにより決まる。トラス間隔は主にプレキャスト部材の運搬を考慮した部材寸法によって決定される。したがって、トラス材の交角は一律には決定できない。

そこで本実験の供試体は、全体模型載荷試験の供試体で想定した規模、すわち、スパン40m、構高3m、トラス間隔2.5mの構造物をモデルとし、その接合部の1/2スケールの供試体とする。供試体の形状は、接合部を中心とした床版部材とトラス部材の一部を取り出した部分モデルとし、鋼材で組み立てる載荷治具と一体とした構造とする。各部材の長さは載荷装置の大きさとの関係から決定する。供試体の解析モデルを図-6.2.3に示す。



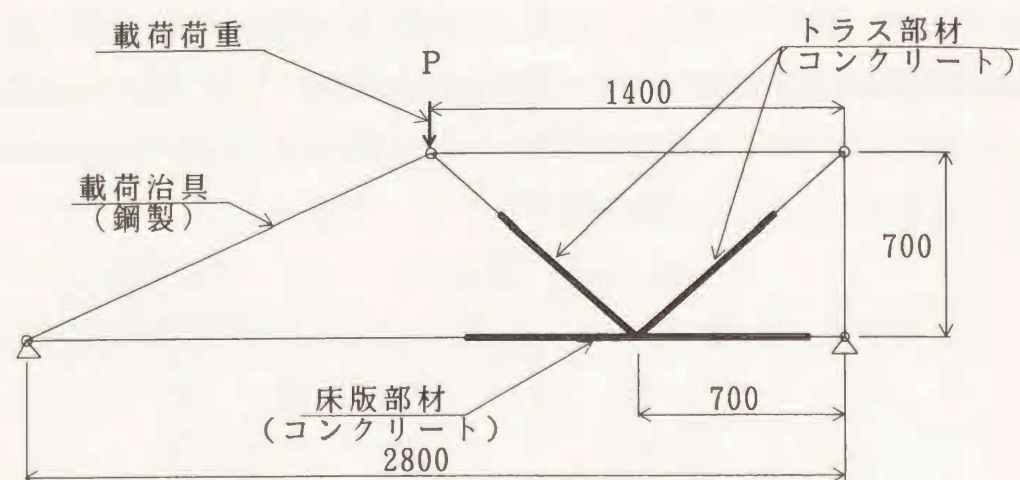


図-6.2.3 解析モデル

供試体の破壊モードは、接合部のせん断破壊を目標とし、トラス部材および床版部材の破壊よりも先行するように設計する。

シリーズⅠ、Ⅱにおける供試体を図-6.2.4、接合部構造を図-6.2.5に、全体写真を写真-6.2.1に示す。また、接合部でのP C鋼棒の定着具(アンカーブ

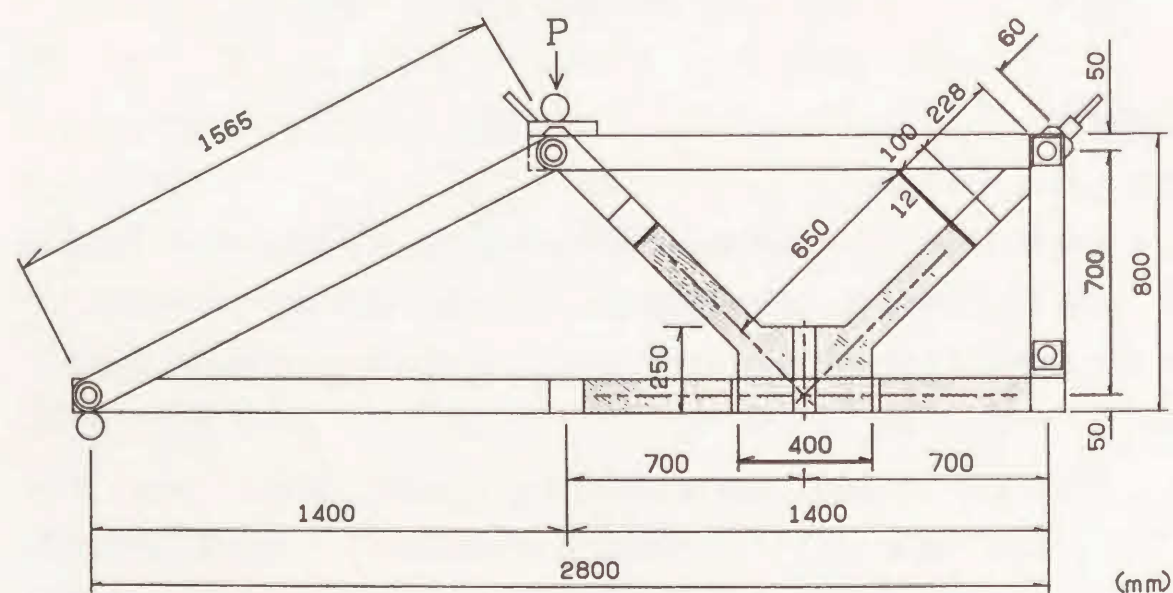


図-6.2.4 供試体(シリーズⅠ、Ⅱ)

レート)の位置を下げる関係から、軸線の交点を床版部材の軸線の下側にずらしたシリーズⅢ、Ⅳの供試体を図-6.2.6、接合部構造を図-6.2.7に、全体写

真を写真-6.2.2に示す。

供試体の組立ては、実際の構造物と同様にトラス部材（圧縮、引張）と床版部材を別々に製作して、これを順次鋼製の載荷治具と組み立てる。トラス部材間の継目部はインサートとボルトを用いたスタッドジベルを配置し、部材の遊間にモルタルを充填する。

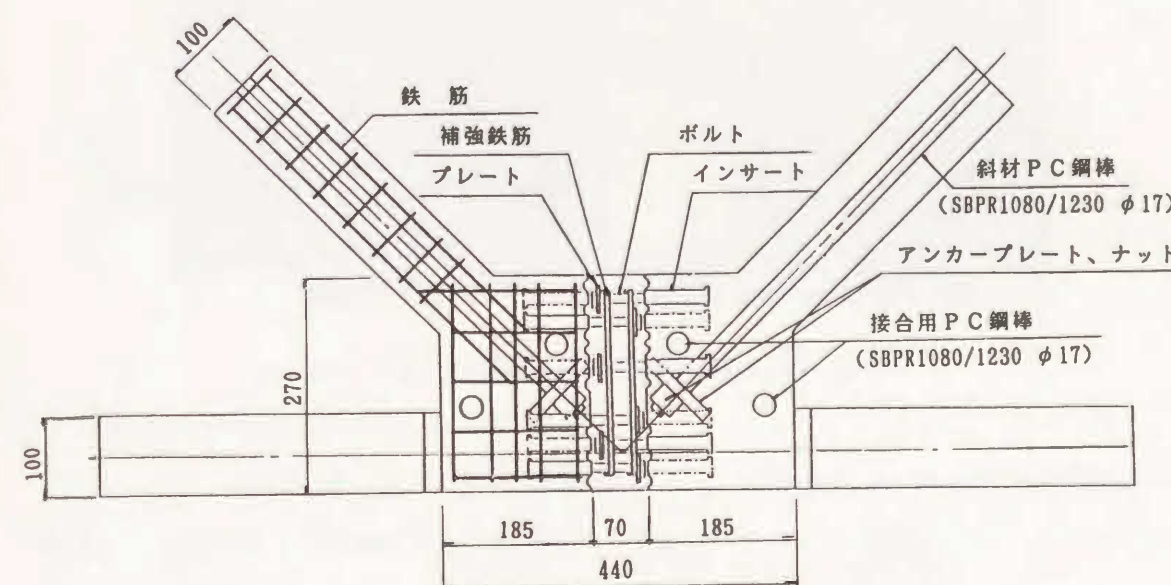


図-6.2.5 接合構造(シリーズⅠ、Ⅱ)

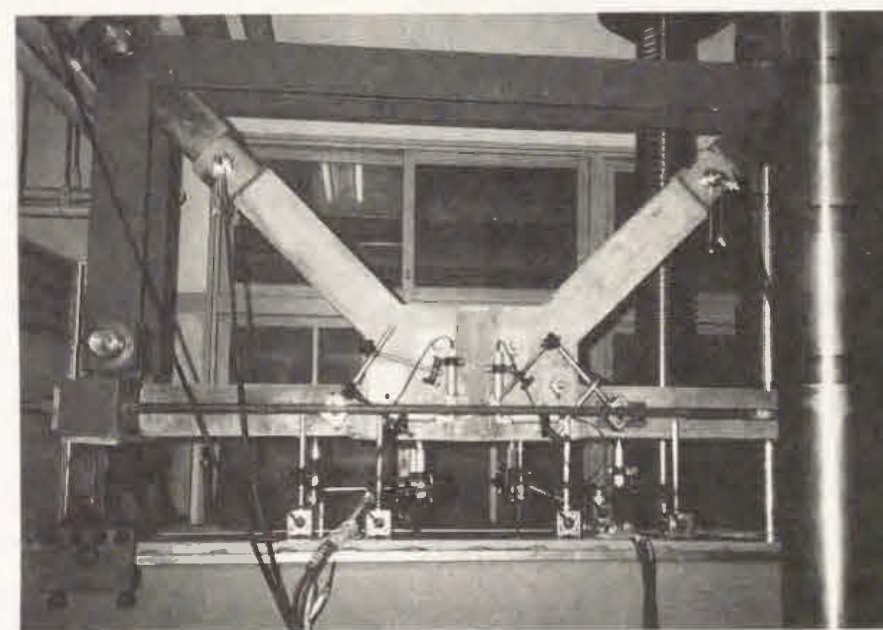


写真-6.2.1 供試体(シリーズⅠ、Ⅱ)



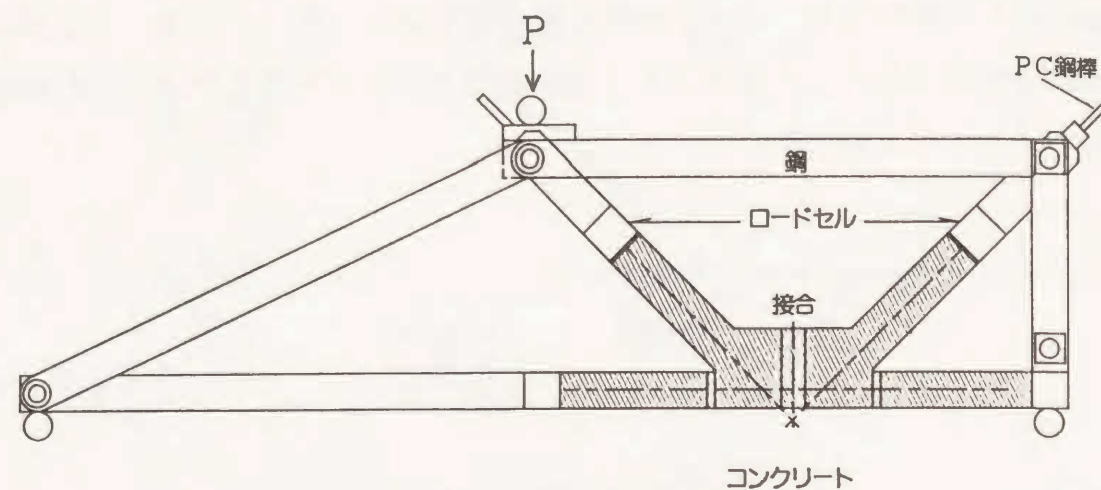


図-6.2.6 供試体(シリーズⅢ、Ⅳ)

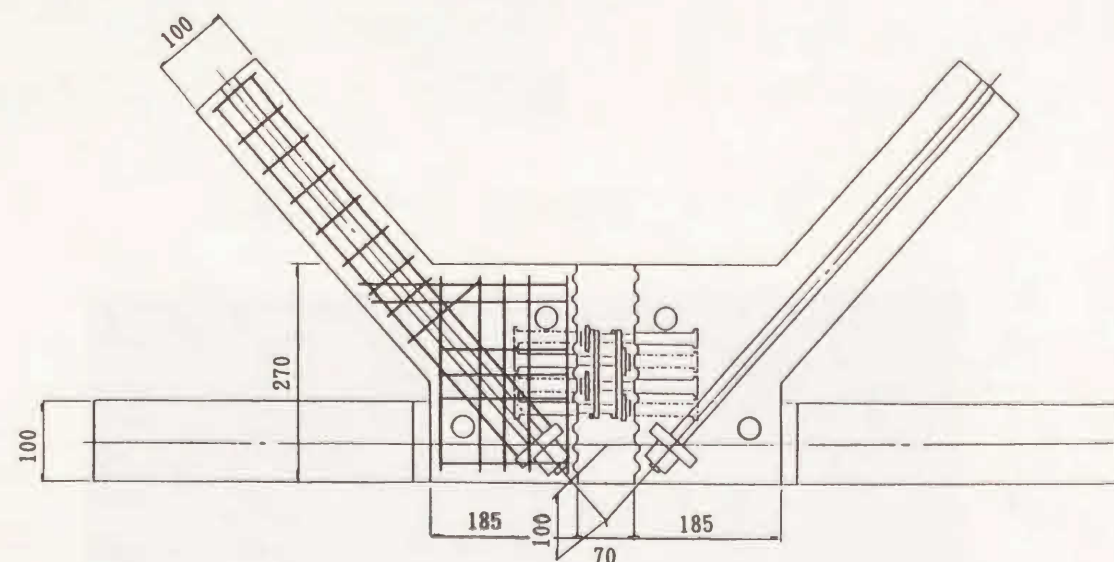


図-6.2.7 接合構造(シリーズⅢ、Ⅳ)

## 2) 使用材料

供試体の各部材はモルタルで作製した。実験に使用したモルタルの配合を表-6.2.2に示す。セメントは早強ポルトランドセメント(比重3.14)、細骨材は川砂(比重2.60、吸水率1.90%、粗粒率2.82)、混和剤はシリカフュームなどを用いず水セメント比を小さくして、強度を高めるためにナフタリン系高性能減

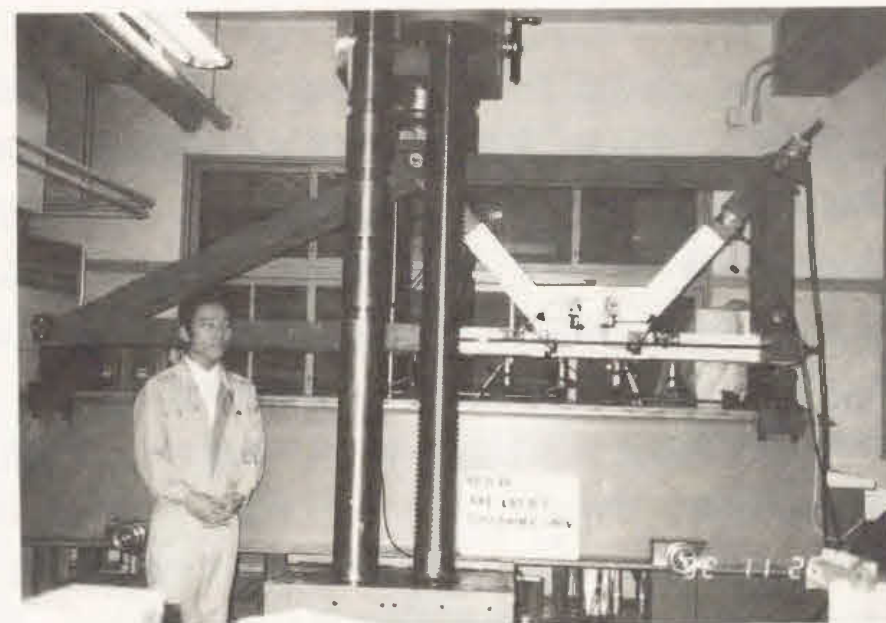


写真-6.2.2 供試体(シリーズⅢ、Ⅳ)

水剤(HWRA)(比重1.20)を添加している。

トラス部材と床版部材との接合部横締めにはPC鋼棒φ17mm(SBPR1080/1230)を配置した。鉄筋はD10mm(SD295)を用いた。また、スタッドジベルにはM12高張力ボルトを配置した。

表-6.2.2 モルタル配合表

W/C (%)	W (kg/m <sup>3</sup> )	C (kg/m <sup>3</sup> )	S (kg/m <sup>3</sup> )	HWRA (kg/m <sup>3</sup> )
34	240	706	1392	10.6

## 3) 作 製

供試体は、床版部材と圧縮材および引張材のトラス部材に分割して、別々にプレキャスト部材で製作した後組み立てる方法をとった。各部材の組立て手順は、まず下床版部材と載荷治具の下弦材を組み立て、PC鋼棒を緊張し接合する。次に、PC鋼棒を配置したトラス部材を下床版部材の接合用切欠き部に側面からはめ込み、トラス部材と載荷治具間には計測用のロードセルを挿入し、PC鋼棒を緊張して両部材を一体化する。そして、下床版部材とトラス部材の接合部は、接合用PC鋼棒で接合した後、圧縮と引張の両部材間の遊間にスタットジベルを配置し、モルタルを充填して供試体の作製を完了する。



### (3) 載荷試験

#### 1) 載荷方法

載荷は万能試験機により、集中荷重の一点載荷による静的載荷試験を行った。鋼製載荷治具によってトラス材の圧縮部材と引張部材に、同時に同じ量の圧縮力と引張力を作用させる。すなわち、この載荷治具と供試体を組み合わせてトラス構造とすることにより、接合部の荷重作用状況を再現した。載荷はこの供試体を万能試験機の反力梁上に配置し、トラス格点に作用させた。

接合部の横締めP C鋼材の導入プレストレス量は、 $0.6P_u$ に設定されるが、接合用P C鋼棒長が比較的短いため、コンクリートのクリープと乾燥収縮によって、プレストレスが消滅することが考えられる。そこで載荷試験は、横締めプレストレスの導入量に対して、その半分が消滅した場合を想定した $0.3P_u$ （シリーズⅠ、Ⅲ）と、全部が消滅した場合を想定した $P=0$ （シリーズⅡ、Ⅳ）の2ケースについて行った。

試験の順序としては、最初に横締めプレストレスが $0.3P_u$ （シリーズⅠ、Ⅲ）の供試体で引張部材のP C鋼棒の降伏まで載荷し、弾性挙動、ひびわれの位置および荷重を確認した後除荷する。つづいて、横締めプレストレス量 $P=0$ （シリーズⅡ、Ⅳ）の供試体で、終局荷重状態まで載荷して破壊モードとひびわれ性状を確認する。

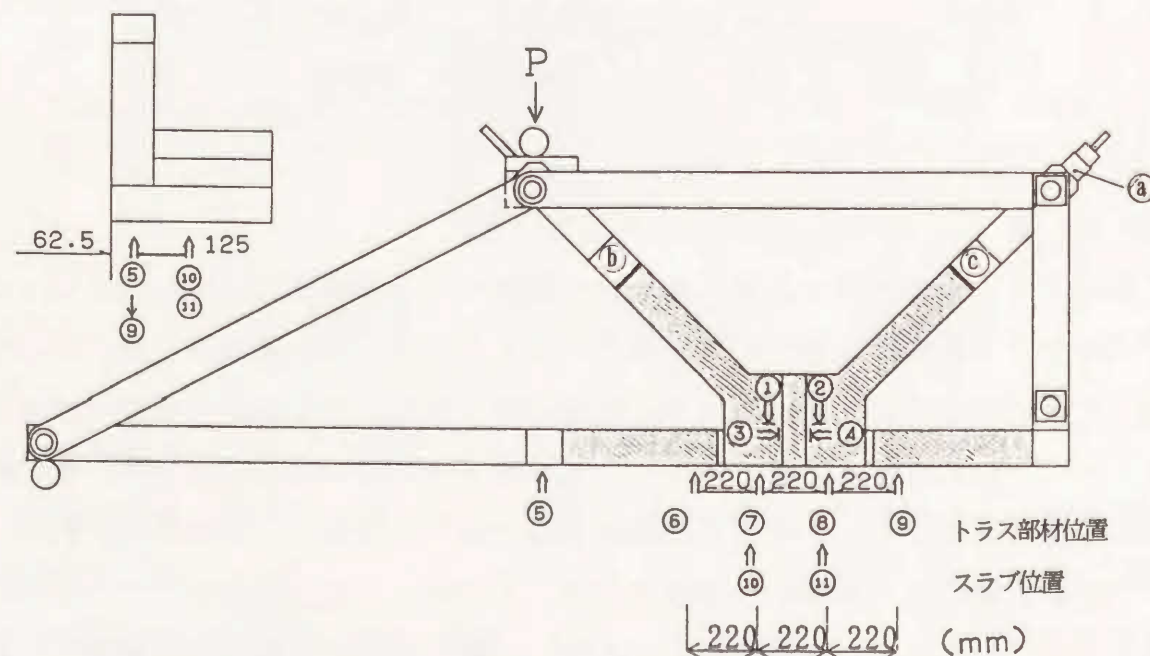


図-6.2.8 測定位置

### 2) 測定項目

載荷試験では図-6.2.8に示す位置において計測した。部材の軸力は、引張材の②と③、圧縮部材の⑥の位置に配置したロードセルによって計測する。ただし、引張部材ではP C鋼棒による導入緊張力以上の引張力が作用するときは、引張部材と載荷治具の鋼材の間に配置したロードセル④による計測はできなくなるので、P C鋼棒定着具背面に配置したロードセル②により部材の引張力を計測する。また、継目部における圧縮と引張の両部材間のせん断ずれと開きは①～④の変位計により測定する。下床版部材の鉛直変位は⑤～⑪の変位計により測定した。

### 6.2.4 試験結果および考察

#### (1) 破壊モードとひびわれ性状

##### 1) シリーズⅠ（横締め $0.3P_u$ ）

このシリーズにおけるひびわれ性状を図-6.2.9に示す。床版部材とトラス部材の接合部および隣接トラス部材間の継目部には異常は発生せず、設計どおり引張P C鋼棒が降伏（LOAD=290kN）後除荷した。すなわち、接合用P C鋼棒のプレストレス量が半減しても、摩擦接合が作用していればトラス部材から床版部材へのせん断力は伝達し、接合部は十分なせん断耐力を有している。

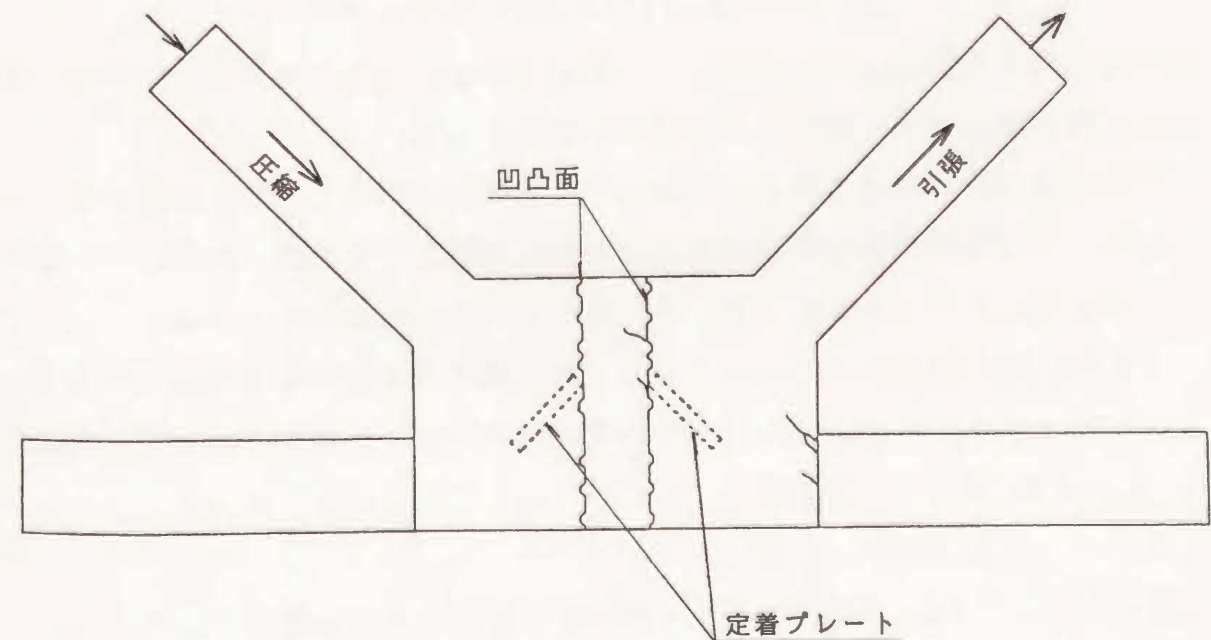


図-6.2.9 ひびわれ性状（シリーズⅠ）



## 2) シリーズⅡ (横締め $P = 0$ )

このシリーズでは、LOAD=92kNで継目部の凹凸面にひびわれが発生し、LOAD=133kNで斜めひびわれが発生した。つづいて、LOAD=181kNで床版部材とトラス部材にずれが発生し、LOAD=303kNで圧縮部材の導入プレストレスが消失、LOAD=332kNで終局状態に至った。この時のひびわれ性状を図-6.2.10に示す。

引張部材付根の接合部と引張部材のPC鋼棒定着具(アンカープレート)背面に引張によるひびわれが発生している。また、引張部材のPC鋼棒定着具の前面付近にパンチングによる大きなひびわれが発生し、圧縮部材からの圧縮力の

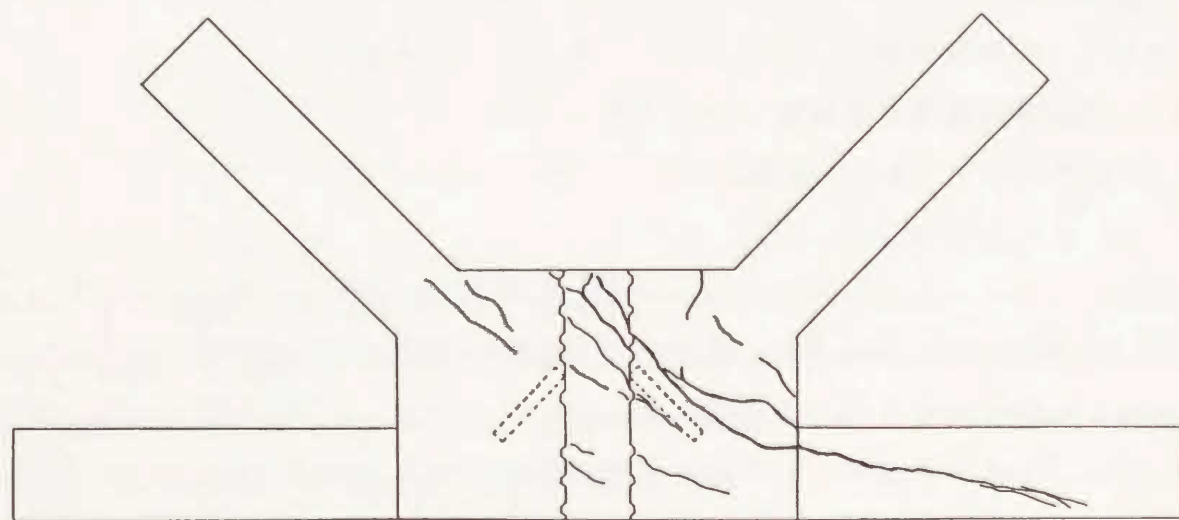


図-6.2.10 ひびわれ性状(シリーズⅡ)

水平方向力が床版橋軸方向に作用し、圧縮側床版を割裂させ終局状態に至った。また、継目部にはせん断によるひびわれが発生した。

これらのひびわれ発生の主な原因は、引張部材に配置した引張鋼材のアンカープレートの位置が接合部の軸線より上側に位置し、接合部の軸線より下側の部分ではせん断力の伝達が十分に行われなかったためと考えられる。

そこで、PC鋼材のアンカープレートの位置をできるだけ接合部の下側になるように、トラス部材軸線の交点が床版部材の下面より10cm下側となる供試体(シリーズⅢ、Ⅳ)で試験を行う。

## 3) シリーズⅢ (横締め $0.3P_u$ )

このシリーズ(Ⅲ、Ⅳ)は、トラス部材に配置したPC鋼棒のアンカープレートの位置を接合部の軸線より下側に配置することで、力の流れが無理なく行わ

れるような供試体形状としたものである。

この試験結果を図-6.2.11に示す。ひびわれの発生状況から判断できるように、床版部材とトラス部材の接合部および継目部には全く異常は発生せず、設計どおり引張部材のPC鋼棒が降伏(LOAD=291kN)後除荷した。しかし、軸線交点をずらした影響でトラス部材に曲げモーメントが作用し、圧縮部材の下面に若干のひびわれが発生している。このように設計荷重状態で発生するひびわれに対しては、補強鉄筋あるいはPC鋼材の配置などによって十分対処できる。

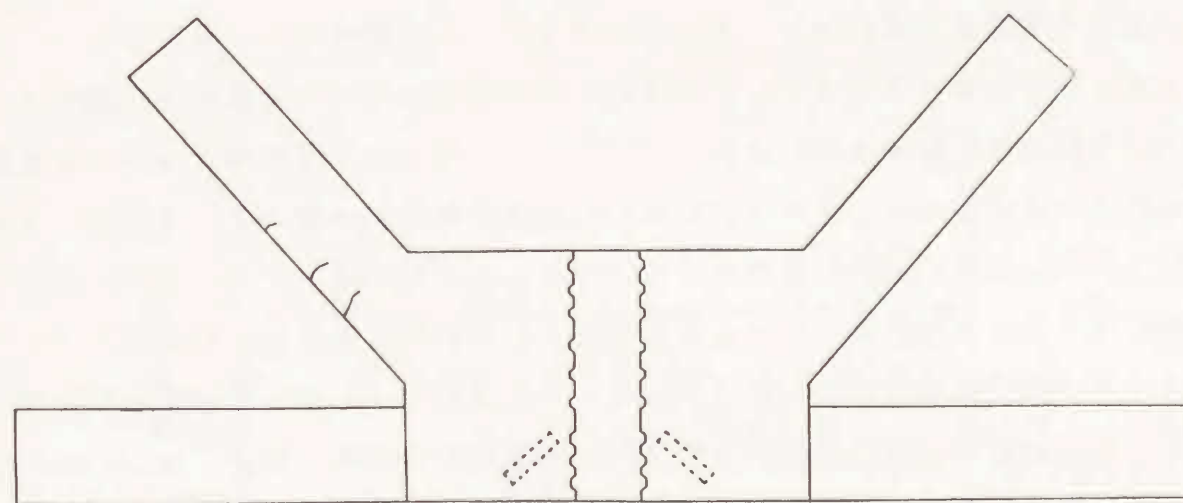


図-6.2.11 ひびわれ性状(シリーズⅢ)

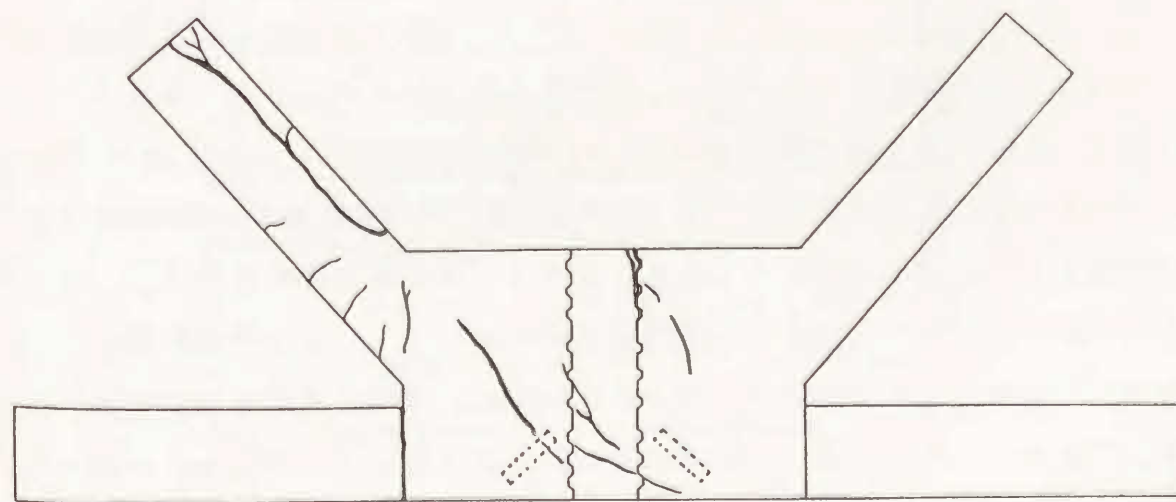


図-6.2.12 ひびわれ性状(シリーズⅣ)



#### 4) シリーズⅣ (横締め $P = 0$ )

このシリーズでは、LOAD=167kNで継目部の凹凸面にひびわれが発生し、LOAD=250kNで斜めひびわれが発生した。LOAD=298kNで床版部材とトラス部材にずれが生じ、LOAD=333kNで曲げひびわれが床版部材の下面まで貫通した。そして、LOAD=345kNで圧縮部材に曲げひびわれが発生し、部材が圧壊し終局に至った。終局荷重状態ではシリーズⅡと大差はないが、破壊モードに違いが見られた。このときのひびわれ発生状況を図-6.2.12に示す

このように部材の軸線の交点の位置をずらしたことにより、接合部および継目部は終局荷重状態においてもより一体化し、PC鋼棒のアンカープレートの背面にひびわれは発生せず、圧縮部材から引張部材に応力を完全に伝達でき、十分な耐力を保證できた。また、横締めがない場合でも接合部には大きな変状は発生せず十分な耐力がある。しかし、圧縮部材の付け根の上面で圧壊が発生したのは、軸線の交点の位置をずらしたことにより、部材に軸圧縮力に加えて曲げモーメントが生じたためと考えられる。実験的にみると、供試体がコンクリートと鋼製の荷重治具と組み合わせたトラス構造で、しかも接合部の大きさとトラス部材長との割合および支持状況などが実際の構造と相似しないため、曲げの要素が大きく影響したものと考えられる。したがって、これら部材間の剛比のことを考慮すると、実際の構造では曲げの影響は小さいと考えられる。

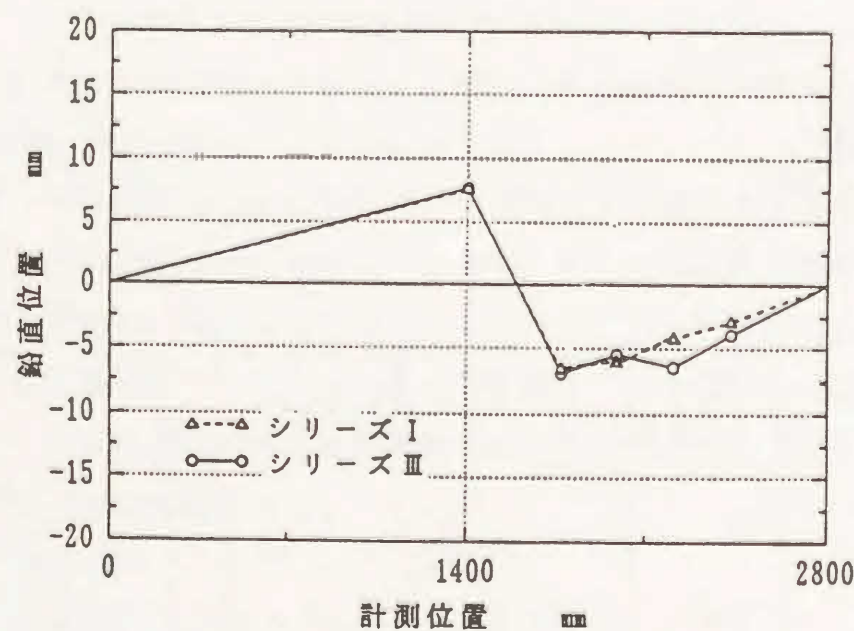


図-6.2.13 鉛直変位(シリーズⅠ、Ⅲ)

#### (2) 鉛直変位

終局荷重状態における供試体の各位置の鉛直変位を体図-6.2.13と14に示す。この図よりシリーズⅢ、Ⅳは、最終変位において若干の差が見られる。すなわち、トラス部材の軸線の交点の位置を下げたため、若干の曲げの要素が増え、シリーズⅣのようなトラス部材の破壊に至ったと考えられる。これは前述したように、供試体の一部が鋼材であるためトラス部材の剛性が大きく、合成構造としての挙動なども加わり、曲げの要素が大きく影響したため考えられる。実構造物を想定したとき、この点で危険側の条件で荷重試験を行ったことになる。

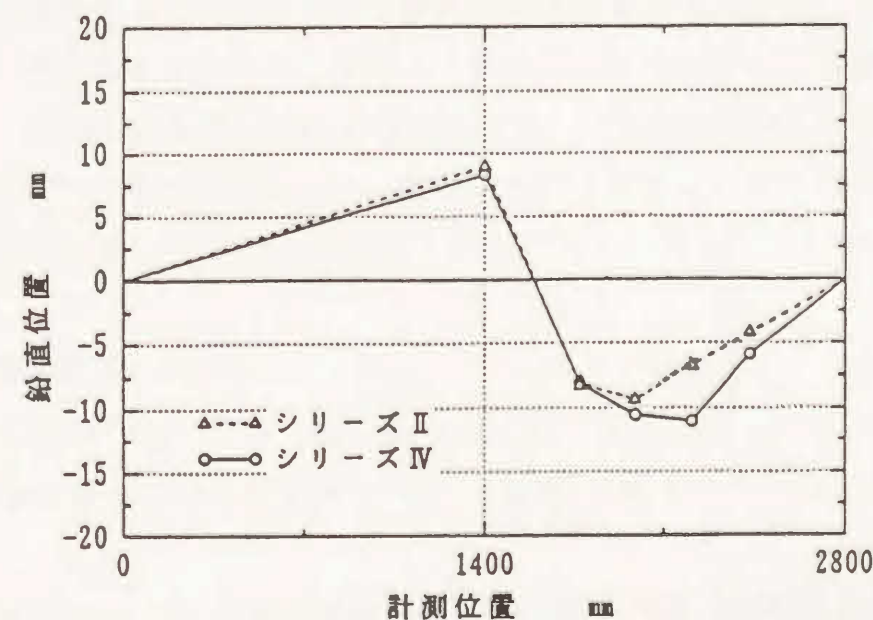


図-6.2.14 鉛直変位(シリーズⅡ、Ⅳ)

#### (3) 接合部ずれ-開き変位関係

トラス部材と床版部材の接合部において、シリーズⅡ(横締め  $P = 0$ )のトラス部材(圧縮、引張)と床版部材の相対変位の関係を図-6.2.15に示す。

ある荷重状態(荷重LOAD=165kN)をこえると、圧縮部材側の接合部の水平変位が、引張部材側接合部に比べて大きくなる。これは、トラス部材と床版部材の接合面の摩擦が切れてトラス部材側が回転変形をはじめからである。また、水平変位は圧縮部材側がLOAD=160kNをこえると急激に大きくなる。これはトラス部材と床版部材の充填部にひびわれが発生し、接合が切れるためである。さらに、引張トラス部材側ではLOAD=320kNをこえたところでトラス部材と床版部材の充填部で圧壊するため急激に変形する。



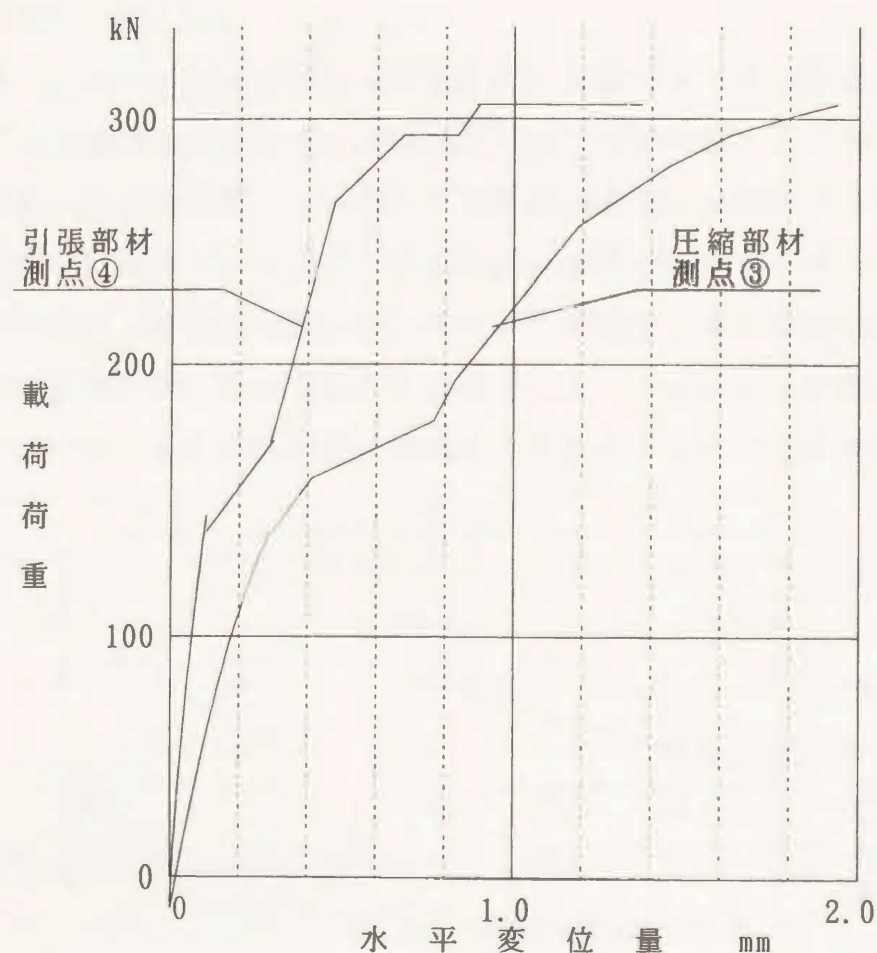


図-6.2.15 トラス部材(圧縮、引張)と床版部材部材の相対変位

#### 6.2.5 まとめ

二重の応力伝達機構を有するプレキャスト部材の接合部の大型模型による載荷試験の結果、次のことが明らかになった。

①横締めPC鋼棒のプレストレスによる摩擦接合に、直接せん断接合を併用した構造は接合部にほとんど変状を生じない。

②接合部の横締めPC鋼棒のプレストレスが半減した場合( $0.3P_u$ )でも、摩擦接合は有効である。また、プレストレスが全て消滅した場合( $P=0$ )でも直接せん断接合が十分な耐力を有する。

③トラス部材軸線の交点の位置を床版の下側にずらすことによって、有効に働く接合面が広くなり応力の伝達が無理なく行える。しかし、軸線の交点のずれによって、部材に曲げ応力が発生するので、設計上考慮する必要がある。

④接合部の施工方法については、供試体を製作することによりその施工精度が確認され、実構造物への適用が十分可能であることが実証できた。

### 6.3 プレキャスト部材のせん断伝達機構の研究

#### 6.3.1 はじめに

6.2節のプレキャスト部材の接合部の載荷試験によつて、インサート・ボルトを用いた直接せん断力を伝達する接合構造<sup>9) 9)</sup>が、十分な耐力を有する効果的な構造であることが確認された。そこでここでは、隣接するトラス部材の継目部のせん断力の伝達機構を明確にするために、いくつかのパラメーターを組み合わせた供試体で載荷試験を行う。載荷試験は鉛直荷重の一軸せん断力を作用させて行う。供試体は2つのプレキャストブロックの間にボルトを配置して、遊間を高強度モルタルで充填して接合した継目部のみとする。パラメーターとしては、継目部のせん断力伝達耐力に影響をおよぼすボルト頭部の座金、打継面コンクリートの処理形状、補強鉄筋量および打継面の角度を考える。パラメーターを変えて載荷試験を行い、継目部のせん断伝達状況を調査研究し、せん断耐力式の提案<sup>9) 10)</sup>および接合部の補強法や設計法について検討する。

#### 6.3.2 実験概要

##### (1) 実験条件

表-6.3.1 実験条件

供試体名	ボルト 径	ボルト 本数 N	ボルト 面積比 P(%)	かさ面積 A <sub>b.c</sub> (cm <sup>2</sup> )	打継面 形状	補強鉄筋比 q(%)	打継面角度 θ(°)
T - 0	M12	8	2.4	0	平 滑	0	0
T - 1		4	1.2	2.19			
T - 2		6	1.8				
T - 3		8	2.4				
T - 4		4	1.6	10.39			
T - 5		6	2.4				
T - 6		8					
T - 7							
T - 8							
T - 9							
T - 10			凹 凸		6.5	22.5	
T - 11		0		45			
					0		
					4.3		
					0		



実験条件を表-6.3.1に示す。継目部のせん断伝達耐力に影響をおよぼすパラメーターとして、

- ① ボルト頭部の座金の有無(かさ面積)
- ② 打継面コンクリートの処理(凹凸の有無)
- ③ ボルト直角方向の補強鉄筋の量
- ④ 載荷軸方向と打継面の角度(垂直応力)

を考える。ボルト面積比  $p$  はせん断面に対するボルト総面積とコンクリート面積との比(%), かさ面積  $A_{bc}$  はボルト断面積  $A_b$  以外のボルト頭部、あるいはボルト頭部に設置した座金によるコンクリートに有効作用する面積( $\text{cm}^2$ )である。

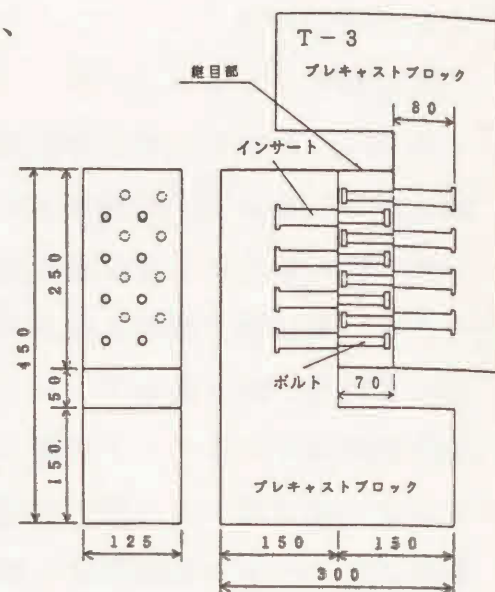


図-6.3.1 供試体の形状および寸法(T-3)

## (2) 供試体

### 1) 供試体の形状および寸法

供試体の形状および寸法を図-6.3.1に示す。継目部は $250 \times 125\text{mm}$ 、二つのプレキャストブロックの間にボルトを配置し、遊間に高強度モルタルを注入する。

### 2) 使用材料

#### ① コンクリート

本実験では、プレキャストブロックおよび継目部に高流動のモルタルを使用した。モルタルの設計基準強度は $80\text{MPa}$ で、配合を表-6.3.2に示す。なお、モルタル用スランプコーンによるフロー値は $290\text{mm}$ であった。

表-6.3.2 モルタルの配合 ( $f'_c = 80\text{MPa}$   $P = C + FX$ )

W/P (%)	W ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	C ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	S ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	HWRA ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	FX ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )
27	210	750	1125	18	22

FX: 高充填コンクリート用混和材

#### ② インサート・ボルトおよび凹凸面

ずれ止めとして実験に使用したボルトは、いずれも $\phi 12\text{mm}$ (M12)でねじ切り長さ $70\text{mm}$ のものを用了。インサート・ボルトの形状および寸法を図-6.3.2に示す。また、台形の凹凸を設けた打継面の形状および寸法を図-6.3.3に示す。

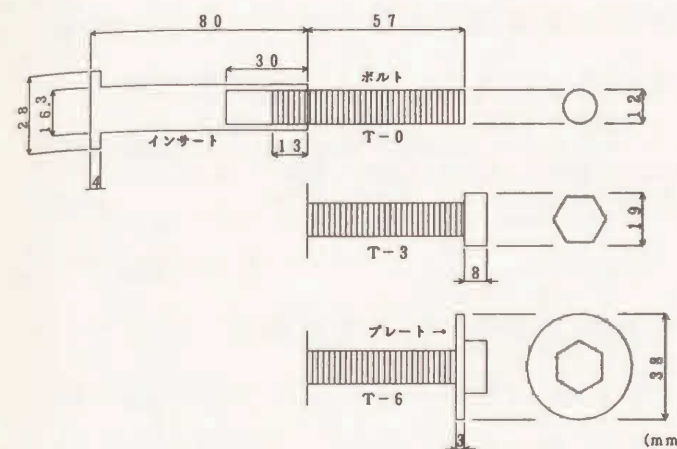


図-6.3.2 インサート・ボルトの形状および寸法

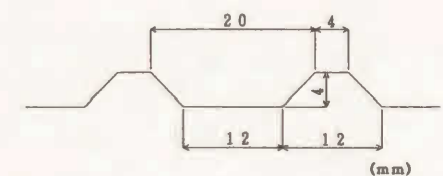


図-6.3.3 打継面の形状および寸法(凹凸部)

### 3) 製作

型枠にインサートおよび補強用の鉄筋を配置し、高流動のモルタルを打ち込んだ。各々のブロックは、打設後翌日に脱型し、インサートにボルトをねじ込んだ後、継目部にブロックと同強度のモルタルを充填した。インサートをあらかじめ埋め込んでおくこの方法によることで、ボルトが断面に突出しないため小口型枠の施工が容易にできた。

### (3) 載荷試験

載荷試験は、図-6.3.4に示す静的一軸せん断載荷法で行った。この場合、継目部における軸方向の相対せん断ずれと軸に対して直角方向の開きの変位を、供試体の表裏に計4カ所に設置した変位計(測定範囲 $30\text{mm}$ 、感度 $1/1000\text{mm}$ )により測定した。

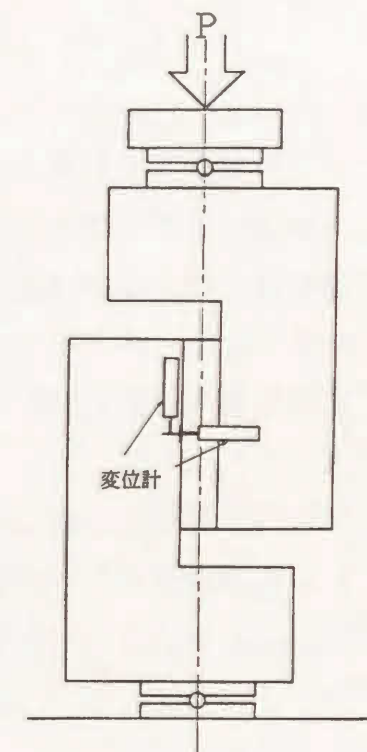


図-6.3.4 載荷試験方法

### 6.3.3 試験結果および考察

試験結果の概要を次頁の表-6.3.3に示す。



表-6.3.3 試験結果

供試体名	コンクリート強度 (MPa)		最大せん断荷重 V(kN)	せん断応力 $\tau$ (MPa)			垂直応力 $\sigma_n$ (MPa)		
	$f'_c$	$f_t$		初期ひびわれ	斜めひびわれ	最大	初期ひびわれ	斜めひびわれ	最大
T-0	83.1	5.7	90.2	0.94	2.41	2.89	0	0	0
T-1	69.0	5.2	63.7	—	1.57	2.04			
T-2			85.3	—	2.26	2.73			
T-3	74.0	4.6	98.0	1.35	2.57	3.14			
T-4	73.5	4.7	72.5	—	2.31	3.05			
T-5			109.8	—	1.86	4.62			
T-6	80.3	4.9	152.9	2.43	3.75	4.89			
T-7			209.7	2.29	4.08	6.71			
T-8	75.3	3.9	198.0	2.82	3.70	6.33	2.02	2.04	4.06
T-9			250.9	2.98	3.17	8.07			
T-10	83.1	5.7	306.0	4.87	4.93	9.79			
T-11			625.7	—	7.98	20.02	—	7.98	20.02

(1) かさ面積による影響

かさ面積による効果として、せん断荷重とせん断ずれの関係を図-6.3.5に、せん断荷重と開きの関係を図-6.3.6に示す。

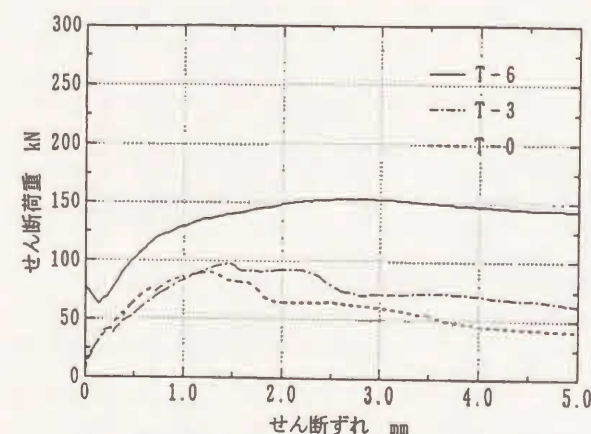


図-6.3.5 せん断荷重とせん断ずれ関係図

1) 供試体 T-0

T-0の供試体はボルトの頭部(かさ面積)が無いタイプである。打継面に沿ってひびわれが発生すると同時に、ブロックと継目部のせん断面に早い時期から

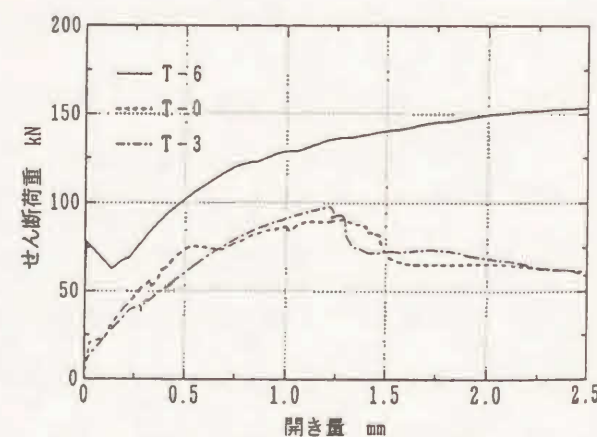


図-6.3.6 せん断荷重と開き関係図

開きが生じた。最大荷重を過ぎてから耐力は急低下し、継目部に大きな斜めひびわれが現れ始めると、開きは急激に進行しボルトは大きく引き抜けた。この供試体のせん断抵抗機構は、ボルトのダウエル(スタッド)的效果のみと考えられる。

2) 供試体 T-3

これらの供試体では、T-0に比べると最大荷重を過ぎてから全体的にゆっくりした耐力低下を示した。このとき、ボルトはゆっくり引き抜けた様子で終局に至った。このことからせん断力の伝達機構を考えてみると、まず継目部がせん断力を受けると継目部に斜めひびわれが生じ、それによってブロックは離れようとする。そのとき図-6.3.7に示すように、ボルトの引張力によりボルト間に圧縮ストラットが形成され、この圧縮ストラットによりせん断力がスムーズに伝達される。そこでA→B→Cのように圧縮ストラット

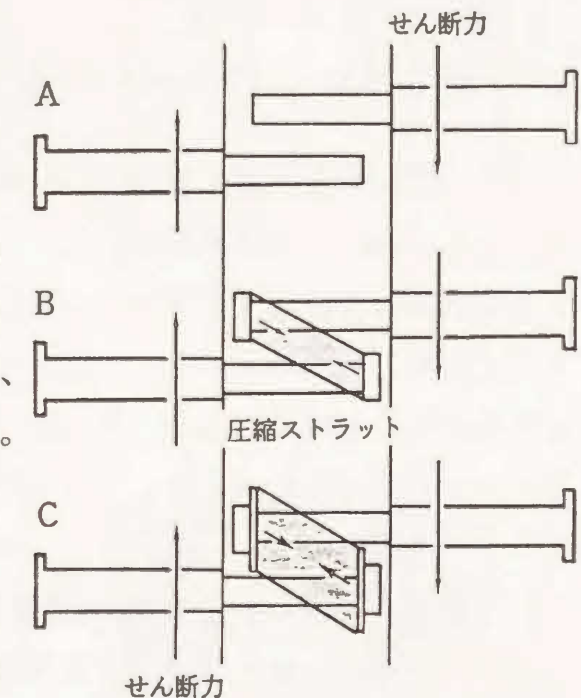


図-6.3.7 せん断力伝達機構

を大きくすることで、せん断耐力は増加させることができると考えられる。

3) 供試体 T-6

図-6.3.8は、前項のことを考慮して、ボルト頭部に座金を設置し、モルタルに作用するかさ面積を大きくした供試体(T-6)を示す。この破壊性状はせん面のひびわれ発生後、ボルトに荷重が作用し始め、ボルトがゆっくり変形しながらせん断ずれが進行し大きな斜めひびわれが多数現れ、ボルト間のモルタルのせん断破壊によって終局に至った。T-6の供試体は、T-0、T-3の供試体に比べて、最大荷重を過ぎてからの荷重低下が少なく、一定荷重を長く保持しながらせん断ずれが進行し、開きは一度大きく開いた後でも変位が進行しながら荷重は増加した。このように座金を設置してかさ面積を大きくすることにより、耐力増加とともに靱性を有することがわかる。

また、せん断強度とボルト一本当りのかさ面積の関係を図-6.3.9に示す。



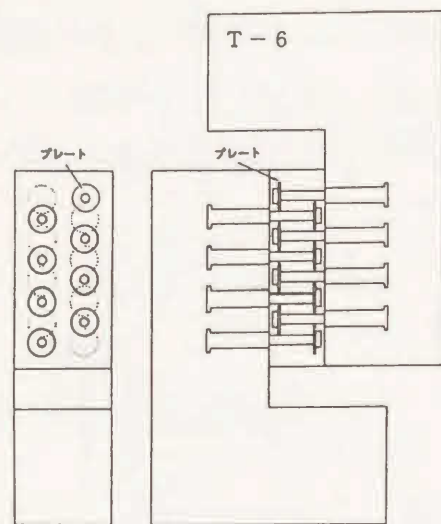


図-6.3.8 供試体の形状および寸法 (T-6)

これらの供試体は全て打継面に付着がなく、T-0 はダウエル(スタッド)的效果のみに支配されているのに対し、T-3、6 はダウエル効果にボルトのかさ面積効果が累加されたと考えられる。このようにせん断強度はボルトのかさ面積に比例して増加することがわかる。

## (2) 打継面の処理による影響 (供試体 T-8)

図-6.3.10 は、初期ひびわれの発生荷重を上げることと、ブロックと継目部の一体化を目的として、打継面を凹凸面にした供試体 (T-8) を示す。また、打継面の効果としてせん断荷重とせん断ずれの関係を図-6.3.11 に、せん断荷重と開きの関係を図-6.3.12 に示す。凹凸の効果は、T-6 に比して初期ひびわれの発生荷重、最大荷重の増加で確認された。

また、荷重せん断ずれ曲線の傾きは大きくなり、剛性が大きいことを示している。この理由は開き状況からも判断できるよう打継面を凹凸にすることにより、プレキャストブロックと継目部の噛み合いによるせん断摩擦抵抗の増加が有効に働き、打継面の付着強度が増加するために、ブロックと継目部のせん断ずれは抑制され、一体化したと考えられる。

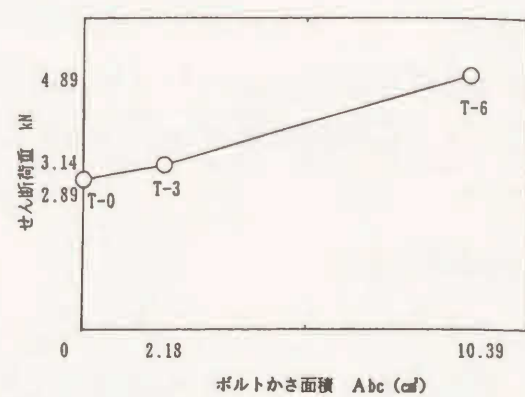


図-6.3.9 セン断強度とボルトのかさ面積関係図

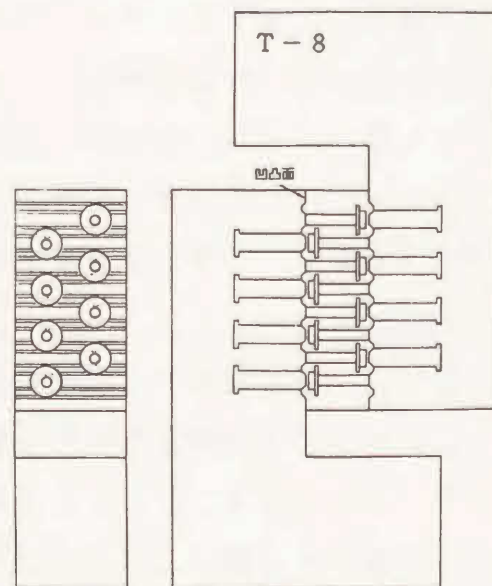


図-6.3.10 供試体の形状および寸法 (T-8)

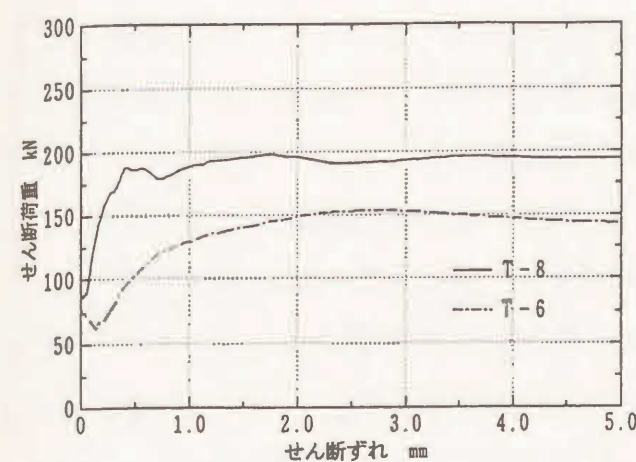


図-6.3.11 セン断荷重とせん断ずれ関係図

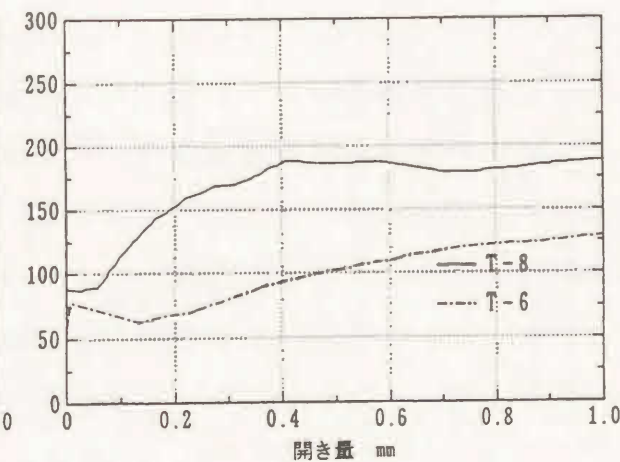


図-6.3.12 セン断荷重と開き関係図

## (3) 補強筋による影響 (供試体 T-7、T-9)

図-6.3.13 は、継目部のせん断補強として、ボルトに対して直角方向(载荷軸方向)に補強鉄筋を設置した供試体 (T-9) を示す。また、補強筋の効果として、継目部が直面(無処理)の場合のせん断荷重とせん断ずれの関係を図-6.3.14 に、せん断荷重と開きの関係を図-6.3.15 に示す。継目部が、凹凸面の場合の結果を図-6.3.16、図-6.3.17 に示す。この破壊性状は、ブロック内のインサート近傍の圧壊により破壊した状態となった。これは、ボルトに補強鉄筋が巻かれたことによりボルト間つまり継目部全体が一体化し、それによる応力がインサート近傍に集中して最大荷重を境に、破壊に至ったと考えられる。

図-6.3.18 にせん断荷重と鉄筋のひずみの関係を示す。このときの補強鉄筋が降伏していないことは、図から判断できる。また、打継面の状態と補強鉄筋による影響を表したせん断強度と鉄筋比の関係を図-6.3.19 に示す。これより補強鉄筋比の増加は確実にせん断強度の増加につながると考えられる。

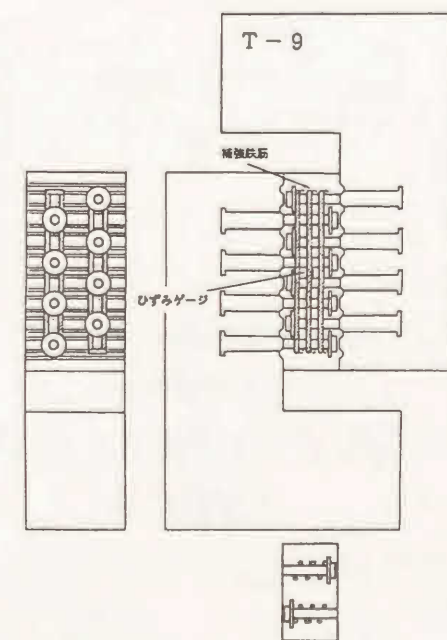


図-6.3.13 供試体の形状および寸法 (T-9)



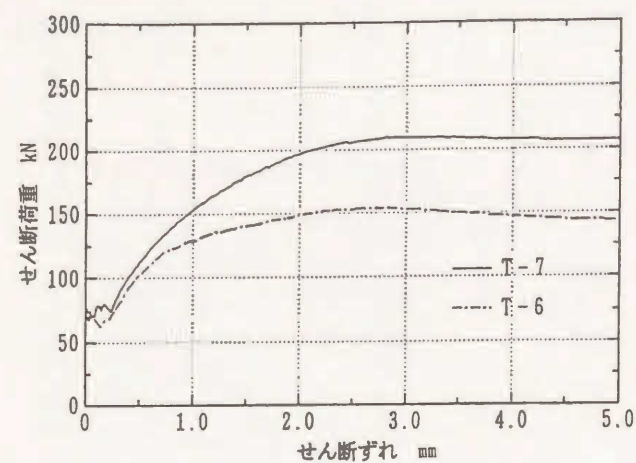


図-6.3.14 せん断荷重とせん断  
ずれ関係図

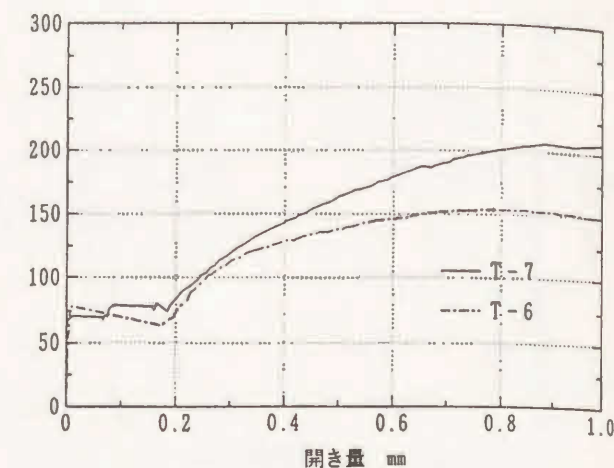


図-6.3.15 せん断荷重と開き  
関係図

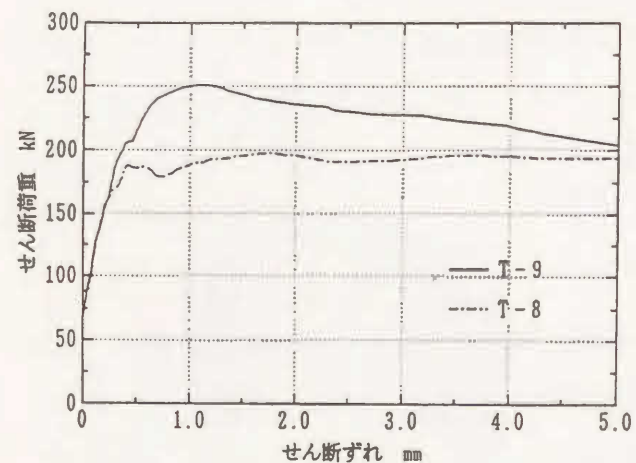


図-6.3.16 せん断荷重とせん断  
ずれ関係図

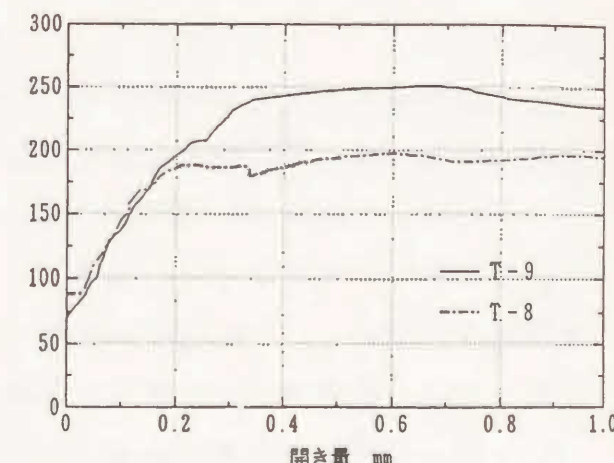


図-6.3.17 せん断荷重と開き  
関係図

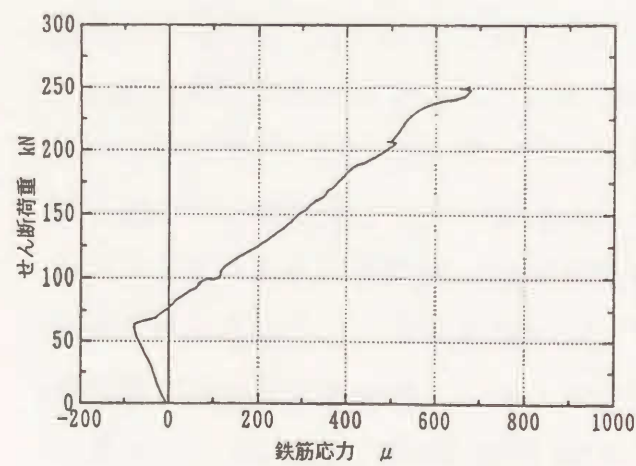


図-6.3.18 せん断荷重と鉄筋の  
ひずみ関係図

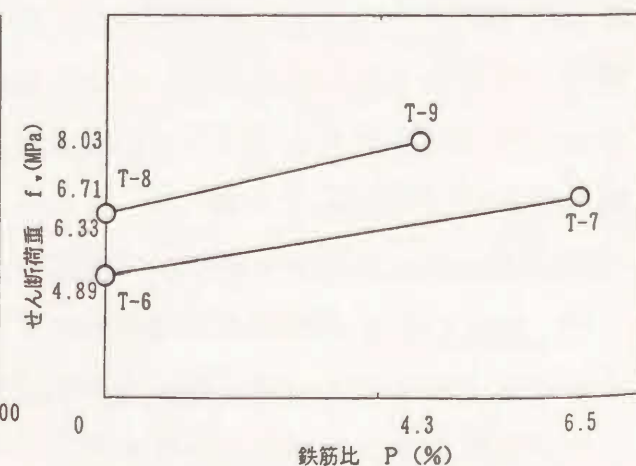


図-6.3.19 せん断強度と鉄筋比  
関係図

#### (4) 垂直応力による影響 (供試体T-10、T-11)

载荷軸方向と打継面のなす角度を変えることにより、せん断面に圧縮応力が作用する。したがって、せん断摩擦力が増大しせん断耐力の向上につながる。図-6.3.20に载荷軸と打継面の角度が $22.5^\circ$  (T-10) と $45^\circ$  (T-11) の供試体を示す。垂直応力の効果は図-6.3.21に示すせん断荷重とせん断ずれの関係、および図-6.3.22に示すせん断荷重と開き量の関係から明らかである。また、図-6.3.23にせん断強度と垂直応力の関係を示す。この図からせん断強度 $f_v$ は垂直応力に比例して増加することがわかる。

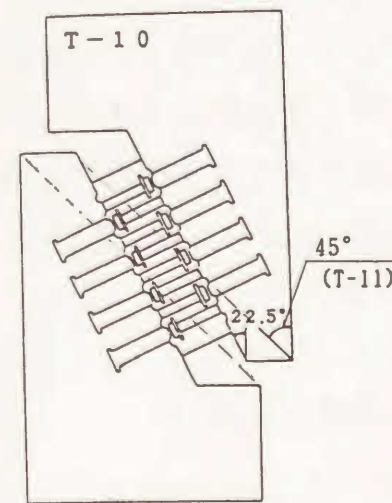


図-6.3.20 供試体の形状および  
寸法 (T-10、T-11)

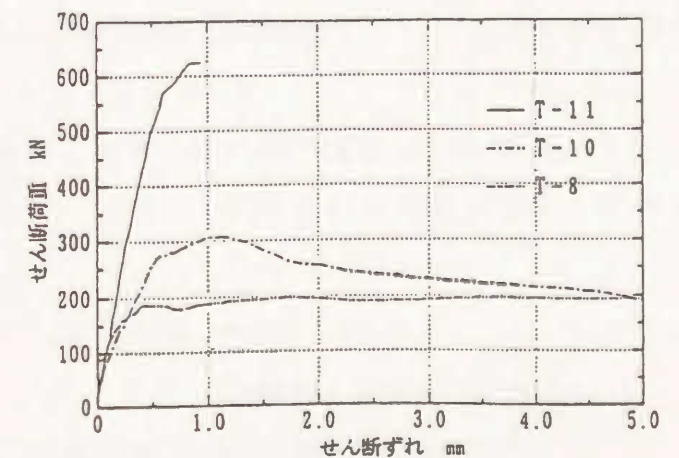


図-6.3.21 せん断荷重とせん断  
ずれ関係図

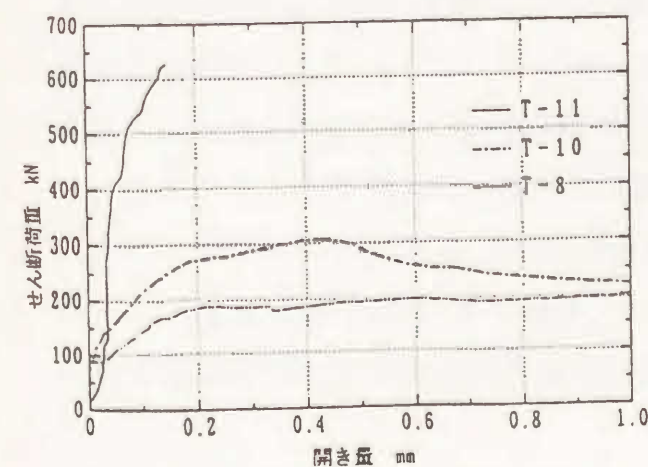


図-6.3.22 せん断荷重と開き量  
関係図

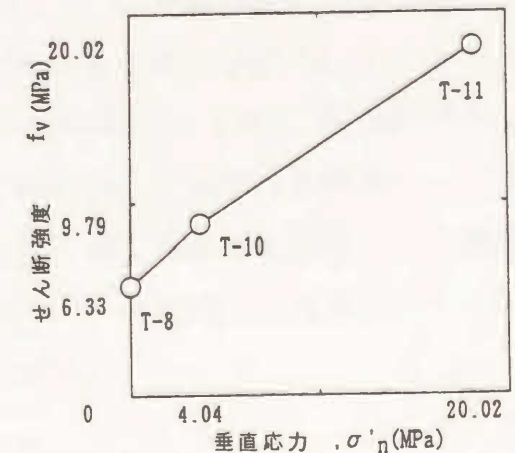


図-6.3.23 せん断強度と垂直応  
力の関係図



#### 6.3.4 セン断耐力式の算定

せん断耐力 $V_u$ 、ボルトにより受け持たれるもの $V_s$ とコンクリートのひびわれ面でのせん断伝達力 $V_c$ およびせん断補強鉄筋によるものの累加で表すこととする。

$$V_u = V_s + V_c + \alpha \quad (6.1)$$

$V_s$ はさらにスタッド(ダウエル)的な抵抗力 $V_{s1}$ とボルト間の圧縮ストラットの効果 $V_{s2}$ とからなる

$$V_s = V_{s1} + V_{s2} \quad (6.2)$$

ダウエル効果による耐力 $V_{s1}$ は、スタッド式(Fisher)<sup>8)</sup>の $V_s = 0.5A_b \sqrt{f'_c} \sqrt{E_c}$ を参考にすると次式で表される。

$$V_{s1} = aN A_b \sqrt{f'_c} \quad (6.3)$$

ここに

$f'_c$ : コンクリートの圧縮強度(MPa)

$N$ : 各ブロックのボルト本数(本)

$A_b$ : ボルトの断面積( $\text{cm}^2$ )

$a$ : 未知係数( $\sqrt{E_c}$ も含まれた未知係数)

$V_c$ が0である打継面が無処理の直面の場合において、ダウエル力のみが作用する供試体T-0の結果から、未知数 $a=1.3$ が得られる。また、 $V_{s2}$ はボルト間のストラット断面積に関係すると仮定して、ストラットの数 $N-1$ はボルトの本数より一本少なくなるので、次のように表せる。

$$V_{s2} = b(N-1)A_{bc} \sqrt{f'_c} \quad (6.4)$$

ここに

$N-1$ : 圧縮ストラット数

$A_{bc}$ : ボルト頭部または座金によるボルト断面積以外のかさ面積( $\text{cm}^2$ )

$b, c$ : 未知係数( $\sqrt{E_c}$ も含まれた未知係数)

未知係数 $b, c$ は同様に $V_c$ が0であり、かさ面積が異なる供試体T-3、6の実験値より $b, c$ を求めると $b=0.098$ 、 $c=1.0$ となる。

したがって、ボルトによるせん断耐力は次式で与えられる。

$$V_s = 1.3N A_b \sqrt{f'_c} + 0.098(N-1)A_{bc} \sqrt{f'_c} \quad (6.5)$$

次に、打継面に凹凸がある場合、凹凸の噛み合いによってコンクリートにせん断伝達に有効なひび割れが生じる。また、載荷軸方向と打継面に角度がある場合には、載荷力によりせん断面に垂直圧縮応力 $\sigma'_n$ が作用する。ここでは、コンクリート標準示方書のせん断伝達耐力式<sup>2)</sup>を参考にして、せん断摩擦効果、拘束効果を考慮すると次式で表される。

$$V_c = \mu (np + \sigma'_n) A_c \quad (6.6)$$

ここに、

$\mu$ : 摩擦係数( $\mu = m \sqrt{f'_c}$ )

$p$ : セン断面に対するボルトの面積比( $p = N \times A_b / A_c$ )

$A_c$ : コンクリートのせん断面の断面積( $\text{cm}^2$ )

$m, n$ : 未知係数

$V_c = V_u - V_s - \alpha$ であるから、供試体T-8、10、11の実験結果から $V_c$ を求めた結果、係数は $m=0.0085$ 、 $n=91$ と決定することができ、 $V_c$ は次式で表される。

$$V_c = \mu (91p + \sigma'_n) A_c \quad (6.7)$$

$$(\mu = 0.0085 \sqrt{f'_c})$$

また、継目部の補強鉄筋(せん断補強鉄筋比 $q$ )の影響も考慮すると、補強鉄筋による効果 $\alpha$ は $1053q$ で表される。したがって、強度80MPa程度のモルタルを用いた場合の全せん断耐力は次式で与えられる。

$$V_u = 1.3N A_b \sqrt{f'_c} + 0.098(N-1)A_{bc} \sqrt{f'_c} + \mu (91p + \sigma'_n) A_c + 1053q \quad (6.8)$$



以上、本実験による実験値とこのせん断耐力式による計算値の比は、表-6.3.4、図-6.3.25に示すように、0.90~1.37の範囲に満足している。

表-6.3.4 実験結果と計算値との比較

供試体名	測 定 値				実験結果		計算値	実験結果	
	P (%)	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	q (%)	f' <sub>c</sub> (MPa)	V <sub>exp</sub> (Max) (kN)	σ' <sub>st</sub> (Max) (kN)	V <sub>cal</sub> (kN)	計算値
T - 0	2.4	0.95	0	0	83.1	90.2	0	90.1	1.00
T - 1	1.2		21.9		69.0	63.7		46.4	1.37
T - 2	1.8				85.3	70.5		1.21	
T - 3	2.4				74.0	98.0		97.9	1.00
T - 4	1.6		10.39		73.5	72.5		68.5	1.06
T - 5	2.4				109.8	107.2		1.02	
T - 6					152.9	152.5		1.00	
T - 7			80.3	209.7	220.9	0.95			
T - 8			0	198.0	197.9	1.00			
T - 9	4.3		75.3	250.9	243.2	1.03			
T - 10	0		83.1	306.0	4.06	306.2	0.99		
T - 11				625.7	20.02	692.7	0.90		

#### 6.3.5 まとめ

本研究において、プレキャストブロックの継目部にインサートとボルトを用いた供試体の接合タイプの違いによるせん断耐力への影響を実験的に調べた結果、せん断耐力は継目部ボルト間のモルタルに作用するかさ面積、垂直応力、補強鉄筋に比例して増加する。

耐力について一例を挙げると、本実験によるT-9のせん断応力は6.33MPaである。これをSD345の鉄筋を用いた面部材に置き換えると、鉄筋比1.8%程度も要したことになり、RCとすれば十分な耐力がある。このように、インサートとボルトを用いる接合方法は施工の容易さに加え、十分なせん断耐力があると考えられる。

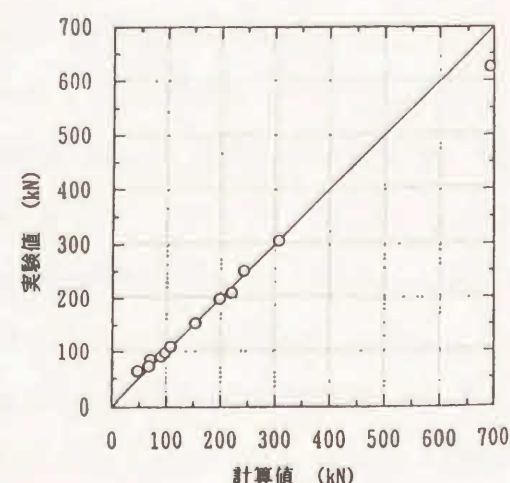


図-6.3.25 実験値と計算値  
関係図

#### 6.4 むすび

プレキャスト部材の接合部構造の応力伝達機構の解明と施工性の確認のために行った試験の結果、次のことが実証できた。

①この応力伝達機構をトラス部材の接合部へ適用することにより、隣接するトラス部材は一体化し、トラス部材の軸力の鉛直成分は直接伝達される。そのため、床版部材の接合部を経由して伝達される力は、トラス部材の軸力の水平成分と床版の荷重のみとなり、接合部を経由して伝わる力は大幅に低減される。そこで床版接合部にひびわれを生じさせた局部応力を小さな値に抑えることができる。また、この応力伝達機構を適用することで接合部の塑性的な回転が発生せず、過大な変形を抑えることができる。このように、摩擦接合と直接せん断接合を併用することで、信頼性の高いプレキャスト部材の接合が可能である。

②接合部の有効接合面を有効に働かせるために、部材軸線の交点の位置を床版軸線の下側にずらす構造の場合は、部材に曲げが発生するので部材を補強する必要がある。

③床版から伝達される力は摩擦接合で、隣接トラス部材間は継目部のせん断耐力式から算定することで、接合部の合理的な補強法および設計法が可能である。

④提案の接合部は、摩擦接合で架設し、直接せん断接合を付加する施工手順によるが、従来の構造に比べて、施工の省力化、工期の短縮に有効な構造である。



## 参考文献

- 1) 町田富士夫・宮坂慶男ほか：岩鼻PCトラスの設計と施工（1）設計編，プレストレストコンクリート，Vol. 17, No. 3, pp. 40～55, June, 1975
- 2) コンクリート標準示方書[設計編]：（社）土木学会，平成3年9月
- 3) 高強度コンクリート設計施工指針（案），コンクリートライブラリー第47号，（社）土木学会，昭和55年9月
- 4) 道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編），（社）日本道路協会
- 5) 島 弘・河野 清・則武邦具ほか：高強度プレストレストコンクリートに対するスタッドのせん断力—すべり関係，土木学会第42回中国四国支部研究発表会講演概要集，V-29, pp. 564～565, May., 1991
- 6) 福田英二・島 弘・則武邦具・佐々木和道：インサート・ボルトを用いたプレキャスト部材のせん断接合，土木学会第47回年次学術講演会，V-381, Sep., 1992
- 7) 島 弘・福田英二・則武邦具ほか：PC橋における高強度コンクリートを有効利用する新構造形式，土木学会第44回中国四国支部研究発表会講演概要集，V-33, pp. 640～641, May., 1992
- 8) Fisher, et al: Shear strength of stud connectors in light-weight and normal-weight concrete, AISC Engineering Journal, pp. 55～64, Apr., 1971
- 9) 福田英二・島 弘・則武邦具ほか：インサート・ボルトを用いたプレキャスト部材のせん断接合，コンクリート工学年次論文報告集，第15巻第2号，pp. 607～612, 1993
- 10) 則武邦具・島 弘・河野 清：高強度コンクリートを有効利用してPC橋を軽量化する新構造の提案，土木学会論文集，No. 490/V-23, May, 1994（掲載予定）

## 第7章 実構造物への適用

### 7.1 まえがき

本章では、スラブトラス構造のPCトラス橋に関して、施工性、工期、経済性などの点から実構造物への適用を検討する。

本研究の目的としているところは、高強度コンクリートを用いたプレキャスト部材を利用して構造物の軽量化、施工の省力化を図ることである。

したがって、本構造の実構造物への適用を検討するにあたっては、まず、本構造の特徴としているところの高強度コンクリートのプレキャスト部材の利点を最も引き出すことの可能な施工法を絞り込むことにする。

次に、最も合理的と考えられる押出し工法に焦点を絞って、具体的な施工手順にしたがって問題点の抽出とその対策を検討し、構造物の施工が可能であることを示す。

以上の基礎的な適用性の検討の結果をうけて概略工費・工期の算出し、および経済性について従来の構造と比較検討する。

本構造の実構造物への適用の検討フローを図-7.1.1に示す。

なお、ここで用いる検討モデルは第4章で比較設計の対象とした3径間スラブトラス構造PCトラス橋（支間長60m+75m+60m）とする。また、その構造とPC鋼材配置図は図-4.4.1、図-4.4.2に示す。

### 7.2 施工方法の検討

#### 7.2.1 概要

ここで検討することは、プレキャストトラス部材であるという理由で特別な新しい工法を考えようとするものではない。すなわち、図-2.5.1に示したようなスラブトラス構造の基本的概念である構造をスラブ部材とトラス部材に分割し、各部材にはあらかじめプレストレスを導入した後、部材を接合し組み立てる架設方法に、従来のPC箱桁橋で行われている種々の架設・施工法を応用する場合の適用性について検討するものである。

対象とする架設法は次の5つの工法である。



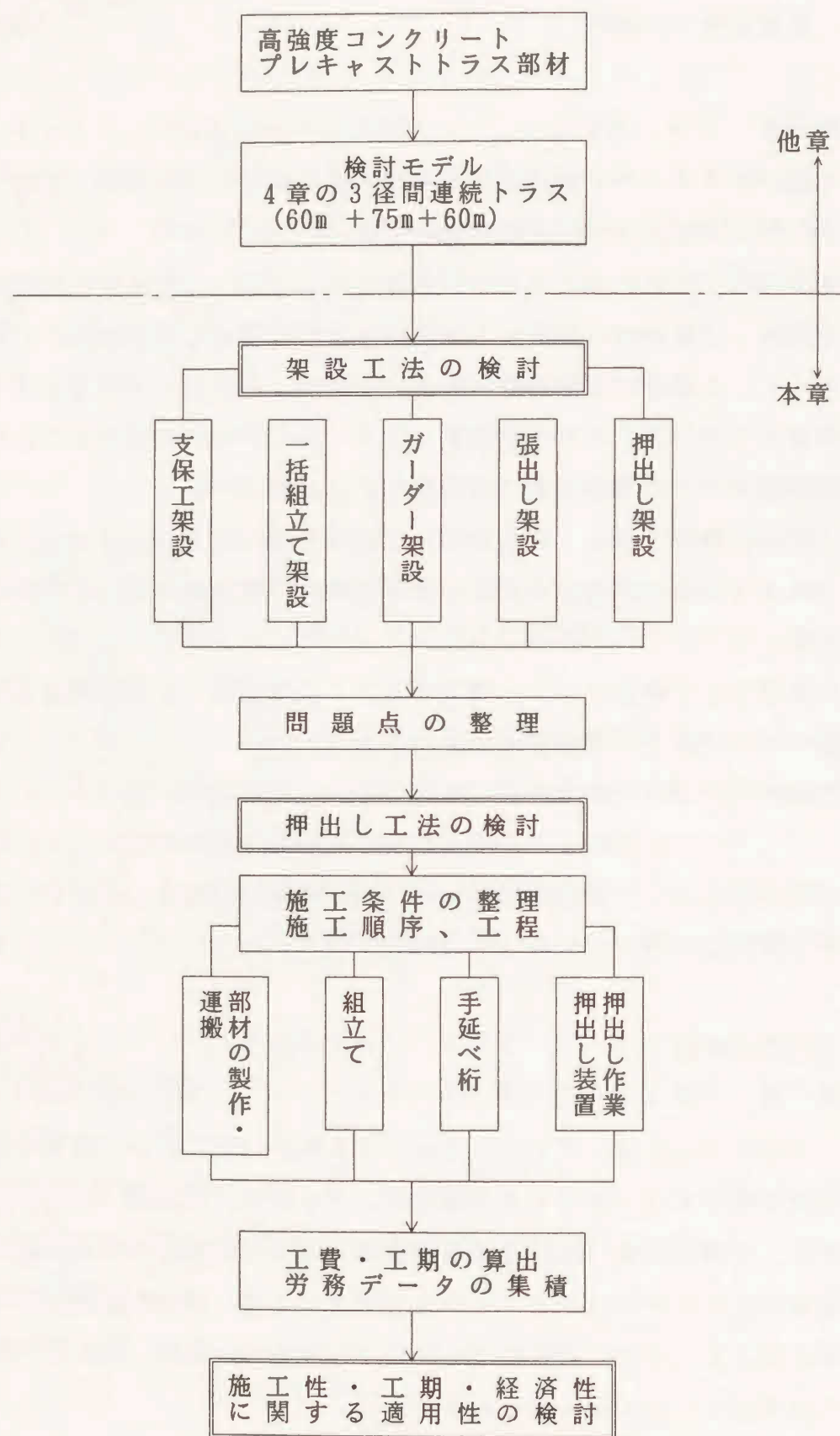


図-7.1.1 適用性検討のフローチャート

- ①全支保工架設
- ②一括組立て架設
- ③ガーダー架設
- ④張出し架設
- ⑤押出し架設

まず、スラブトラス構造に対して、これらの架設工法を適用する場合の概略の施工手順を示し、次に問題点の整理を行い、最も合理的な方法を選択する。

## 7.2.2 各種架設工法

### (1) 全支保工架設

全支保工架設は、架設区間全域支保工上でプレキャストブロックを並べ、組み立てる方法である。図-7.2.1に架設概要図を示す。支保工は枠組支保工あるいはパイプサポートを用いる。揚重設備は、プレキャストブロック一個の重量(図-4.4.1 参照)が軽いので、45tf~70tfのクレーンとする。支保工上には下スラブ部材を支持するための架台を設置する。

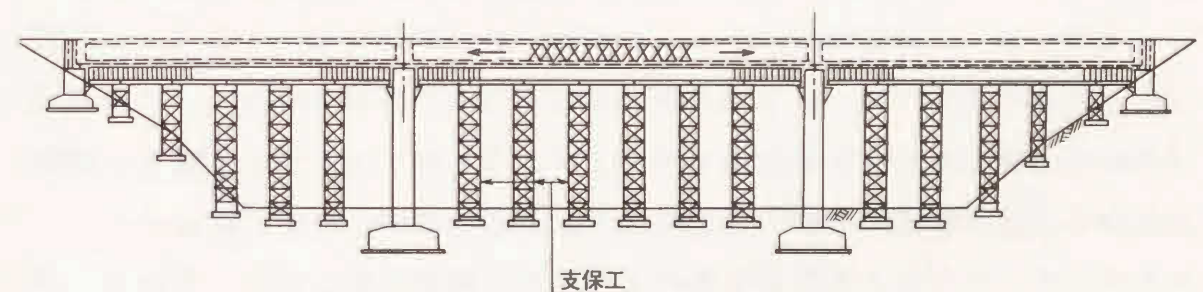


図-7.2.1 全支保工架設概要図

セグメントの組立ては、支間中央から両側に向かって行う。これは押出し工法で詳述するが、スラブ部材内に配置するPC鋼材の緊張を容易にするためである。セグメントの接合作業はPC鋼棒を接続した後、セグメントを引き寄せ、最後にプレストレスを導入する。この一連の接合作業において、セグメントが橋軸方向に可動するような支持機構が必要である。全支保工架設では架設区間全域にわたって必要となる。当然のことながら、高架高さの高い所では支保工の費用かさみ、安全性にも留意する必要がある。



## (2) 一括組立て架設

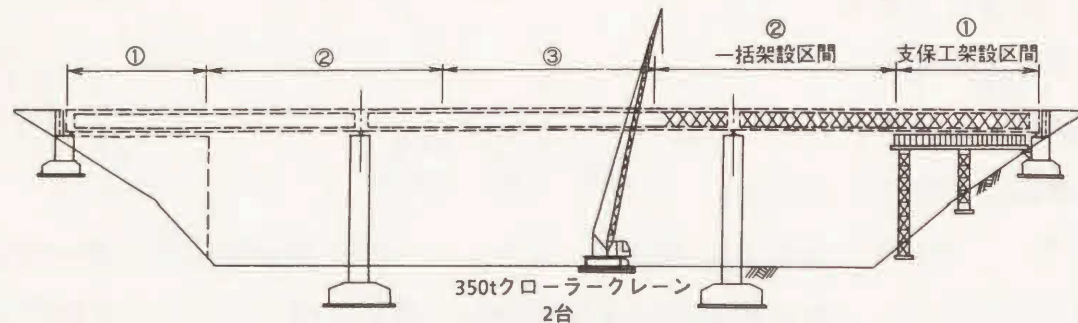


図-7.2.2 一括組立て架設概要図

支間をある区間に分割し、それを地組みして一括架設する方法である。図-7.2.2 に概要図を示す。この架設方法では、側径間の橋台付近においてクレーンの進入が不可能なことを想定し、その一部に支保工(①部)を組み立て、その他の区間は3分割(②~③)して架設する手順としている。

この方法では大型の揚重機械(例えば、350tfクローラークレーン2台)が必要であるとともに、一括架設部の吊り点部の補強が重要である。また、各分割区間の接合部には場所打ちコンクリート部を設ける必要がある。PC鋼棒の緊張にあたっては、突起を設けるなどの特殊な緊張装置を考案する必要がある。

## (3) ガーダー架設

これは、架設ガーダーを利用してプレキャストセグメントを運搬して架設する方法である。概念図を図-7.2.3に示す。張出し架設と同様に柱頭部から、荷重はガーダーで受けて各部材を組み立てながら順次架設していく方法と、一定区間に分割し組み立てたものをガーダーから吊り下げて一括接合する方法との二種類ある。スラブトラス構造ではPC鋼棒はスラブ部材内に配置するので、

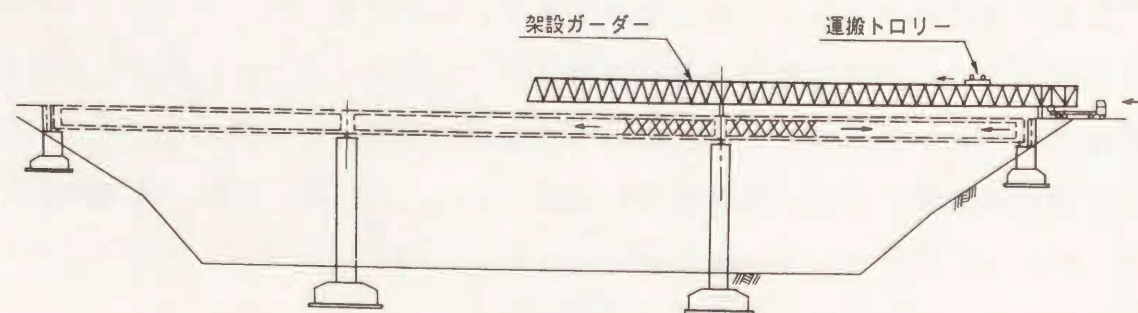


図-7.2.3 ガーダー架設概要図

前者の方法を考えることとする。

この架設方法では、桁下空間を作業スペースとして使えない場合などに有効である。しかし、架設ガーダーの組立て用地の確保、ガーダーの費用を相殺できる径間数があるなどの施工規模が重要なポイントとなる。また、一定区間に分割し組み立てる方法では、結合部は一括組立て架設と同様の対処を行う。

## (4) 張出し架設

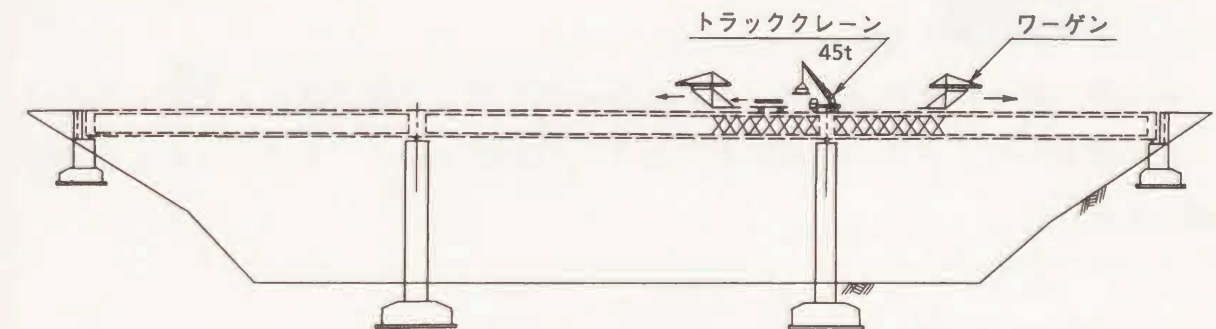


図-7.2.4 張出し架設概要図

橋脚上柱頭部にワーゲン(架設作業車)を載せ、ワーゲンからプレキャストセグメントを吊下げながら接合し、順次張出し架設して行く方法である。概念図を図-7.2.4に示す。側径間橋台付近は支保工あるいは吊支保工上でセグメントの組み立てる。中央径間での最終連結部は場所打ちコンクリートで施工する。各部材は柱頭部上の45tfクレーンで吊上げた後、架設完了した桁上を移動させていく。ワーゲンは、一般の箱桁橋の張出し施工に用いているものを、幅および前方長さを大きくとれる構造に改良する必要がある。

## (5) 押し出し架設

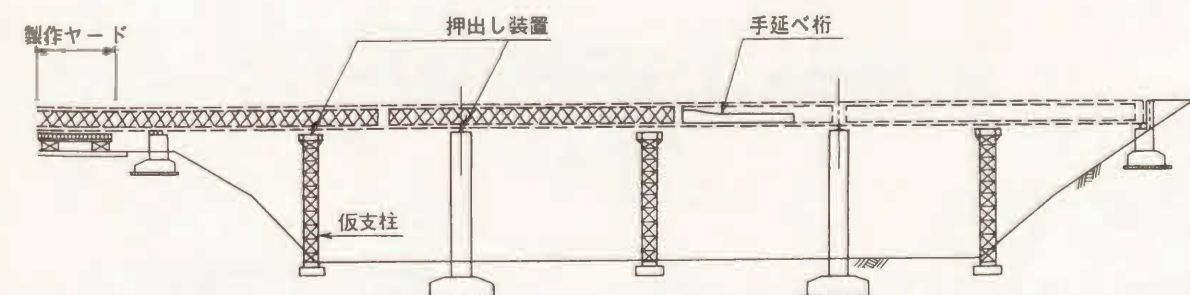


図-7.2.5 押し出し架設概要図



押出し架設は、アバット後方に製作ヤードを設け、ここで部材の組み立てながら順次前方に押出して架設する方法である。概念図を図-7.2.5に示す。

したがって、プレキャスト部材の組立ては、製作ヤードを一か所10m～15mの単位で行う。支間長が50mを超えるようであれば中間に仮支柱を設置して押出し中の断面力の低減を行う。また、先端には重量の小さい鋼製手延べ桁を取付けて、張出し状態で発生する断面力を低減する。押出し架設時は、ほとんどの断面に正・負の曲げモーメントが作用するため、上下スラブ双方にP C鋼棒による補強が必要である。

桁を押し出すための装置は一般的には集中方式と分散方式があるが、スラブトラス構造ではトラスの格点に支持点をセットする必要があることから分散方式とする。

### 7.2.3 問題点の整理と考察

#### (1) 各種架設工法のまとめと問題点の整理

表-7.2.1に、前節で述べた5種類の架設法のまとめと問題点の一覧表を示す。表中で一般的施工条件とは、従来の箱桁橋における施工方法の適用条件を示したものである。

ここで、スラブのスライド構造と場所打ち部の施工について説明する。図-7.2.6にスライド構造の概念図を示す。接合するスラブ部材は、P C鋼棒のカップリングスペース分だけ引き寄せする必要がある。スラブ部材の下側の架台上を滑らすか、上側から一時的に吊るかしてスラブ部材に摩擦力が作用しない構造とする。この解決方法については押出し架設の項で詳述する。

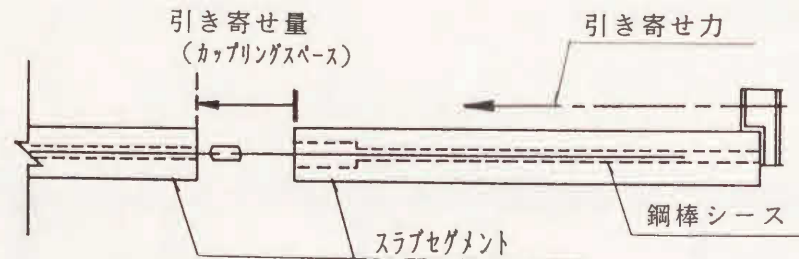


図-7.2.6 スラブセグメントのスライド構造

図-7.2.7に場所打ち部の構造と緊張方法を示す。特殊ジャッキ装着のためのスペースの確保とプレストレスが導入されない部分がP C鋼棒の上側に残るこ

表-7.2.1 架

名称	施 工	主要架設資機材	施工手順の問題点
全支保工架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>支保工材料</li> <li>エレメント組立て架台</li> <li>75tfトラッククレーン</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>下床版接合時のスライド機構が全長に渡って必要</li> </ul>
一括組立て架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>エレメント組立て架台</li> <li>45tfトラッククレーン</li> <li>350tfクローラクレーン2台</li> <li>現場打ち部の足場</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>現場打ち部施工時の桁の保持が問題</li> </ul>
ガーダー架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>架設ガーダー</li> <li>柱頭部施工ブラケット</li> <li>架設足場</li> <li>現場打ち部の足場</li> <li>45tfトラッククレーン</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>柱頭部を先行製作しなければならない。</li> <li>橋長が短いと架設ガーダーの組立に必要とする時間の占める比重が大きい。</li> <li>現場打ち部がある。</li> </ul>
張出し架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>柱頭部ブラケット</li> <li>45tfトラッククレーン</li> <li>ワーゲン</li> <li>現場打ち部の足場</li> <li>側径間支保工</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>長径間の一般的な施工方法である。</li> <li>現場打ち部がある。</li> </ul>
押出し架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>製作ヤードエレメント組立て架台</li> <li>30tf門型クレーン</li> <li>仮支柱</li> <li>手延べ桁</li> <li>押出し装置</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>押出し装置が特殊なものとなる。</li> <li>押出し装置を設置するエリアが橋脚又は仮支柱上に必要となる。</li> </ul>

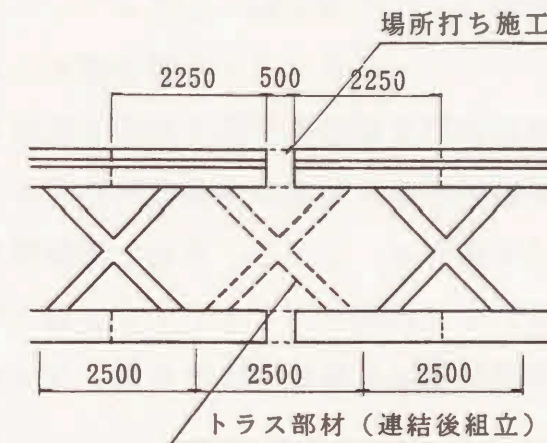


表 - 7. 2. 1 架設工法一覽表

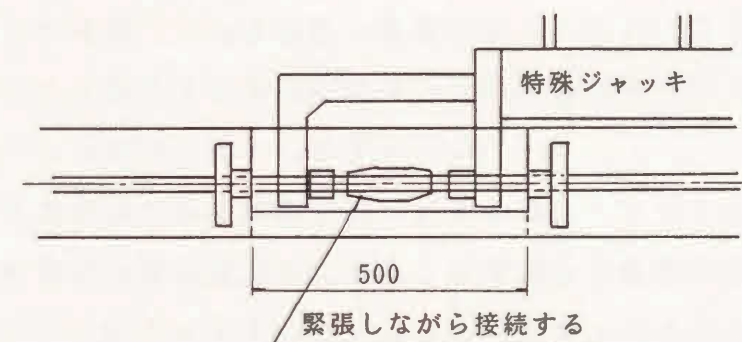
名称	施 工 図	一般的施工条件	施 工 順 序	トラスエレメントの組立て	P C 鋼 棒 の 配 置	主要架設資機材	施工手順の問題点
全支保工架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>・小規模径間</li> <li>・桁下15m以下程度</li> <li>・桁下利用制限がない場合</li> </ul>	支保工組立て →エレメント架台の組立て →中央より両サイド方向にエレメントの組立て P C 鋼材の緊張 →支保工解体	架台上に下スラブを数ロット並べ、P C 鋼棒緊張 →下スラブ上に支保工を組み上スラブを数ロット並べ、P C 鋼棒緊張 →トラスを張り付け、横締P C 鋼棒緊張	<ul style="list-style-type: none"> <li>・完成系の曲げモーメントに対応して配置</li> <li>・接合部へのプレストレス導入鋼棒が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・支保工材料</li> <li>・エレメント組立て架台</li> <li>・75tfトラッククレーン</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・下床版接合時のスライド機構が全長に渡って必要</li> </ul>
一括組立て架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>・支間40m程度以下</li> <li>・桁下利用制限がない場合</li> <li>・主に単径間構造</li> </ul>	地上に組立てセード製作 →エレメントの組立て P C 鋼棒緊張 →クレーンにて吊り上げ →現場打ち部のP C 鋼棒緊張 コンクリート打設	全支保工施工と同じ。 ただし、分割区間をまとめて組立てる。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・完成系と架設中の一時的な曲げモーメントに対応して配置</li> <li>・接合部へのプレストレス導入鋼材が必要</li> <li>・現場打ち部のP C 鋼棒の緊張が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・エレメント組立て架台</li> <li>・45tfトラッククレーン</li> <li>・350tfクローラクレーン2台</li> <li>・現場打ち部の足場</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現場打ち部施工時の桁の保持が問題</li> </ul>
ガーダー架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>・多径間施工</li> <li>・桁下利用制限が有る場合</li> <li>・橋脚高さが高い</li> </ul>	柱頭部製作 →架設ガーダーの組立て →架設ガーダーを所定位置に移動 →エレメントの運搬 →橋脚から両方向にエレメントの組立て、P C 鋼棒緊張 →現場打ち部のP C 鋼棒緊張 コンクリート打設	2通り方法がある 1. 上・下スラブ、トラスを別々に運搬して、既設の桁に接合していく。 2. 上・下スラブ、トラスを1ロット分あらかじめ組立てておき、1ロット分まとめて運搬し、接合する。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・完成系と張出し状態の曲げモーメントに対応して配置</li> <li>・接合部へのプレストレス導入鋼材が必要</li> <li>・現場打ち部のP C 鋼棒の緊張が必要</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・架設ガーダー</li> <li>・柱頭部施工ブラケット</li> <li>・架設足場</li> <li>・現場打ち部の足場</li> <li>・45tfトラッククレーン</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・柱頭部を先行製作しなければならない。</li> <li>・橋長が短いと架設ガーダーの組立しに必要とする時間の占める比重が大きい。</li> <li>・現場打ち部がある。</li> </ul>
張出し架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>・桁下20m以上程度</li> <li>・桁下利用制限が有る場合</li> <li>・支間長60m以上</li> </ul>	柱頭部製作 →ワーゲン組立て →クレーンを柱頭部に設置 →エレメントの吊上げ、桁上運搬 →エレメントの組立て P C 鋼棒緊張 →支保工組立て →現場打ち部のP C 鋼棒緊張 コンクリート打設	・ガーダー架設と同様であるが、上・下スラブ、トラスを分離して運搬し、既設の桁に接合する。	・ガーダー架設と同じ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・柱頭部ブラケット</li> <li>・45tfトラッククレーン</li> <li>・ワーゲン</li> <li>・現場打ち部の足場</li> <li>・側径間支保工</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・長径間の一般的な施工方法である。</li> <li>・現場打ち部がある。</li> </ul>
押出し架設		<ul style="list-style-type: none"> <li>・工期が短い</li> <li>・桁下利用制限がある場合</li> <li>・支間長40~60m程度(但し仮支柱により拡大可)</li> <li>・平面線形曲率変化が小さい</li> <li>・等桁高</li> </ul>	製作ヤードの設置 →仮支柱組立て →押出し装置据え付け →手延べ桁組立て →エレメントの組立て P C 鋼棒緊張 →押出し →手延べ解体	・全支保工施工と同様であるが、製作ヤード1ヶで10m~15m程度まとめて組立てる。	<ul style="list-style-type: none"> <li>・架設中の交番する曲げモーメントに対し、上・下スラブにP C 鋼棒配置</li> <li>・完成系曲げモーメントに対して若干配置量を付加する</li> <li>・上・下スラブに同量のプレストレスを導入可。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・製作ヤードエレメント組立て架台</li> <li>・30tf門型クレーン</li> <li>・仮支柱</li> <li>・手延べ桁</li> <li>・押出し装置</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・押出し装置が特殊なものとなる。</li> <li>・押出し装置を設置するエリアが橋脚又は仮支柱上に必要となる。</li> </ul>



となど詳細な点での課題が残る。



(a) 場所打ち部の構造



(b) PC鋼棒緊張方法

図-7.2.7 場所打ち部

## (2) 各架設工法に対する考察

表-7.2.1に基づき、スラプトラス構造におけるプレキャストセグメントの架設工法の適用性について考察する。

### ① 全支保工架設について

桁下高さが低い場合や桁下空間を施工ヤードとして利用できる場合には有効であるが、本例のように中央支間長を75mとする現場条件下では、これらを双方とも満足することは稀である。このような理由から全支保工架設の適用性は少ない。

### ② 一括組立て架設

全支保工架設と同様の理由で、また、場所打ち施工時の部材の保持をどうす



るかが課題として残るので、一括組立て架設の適用も少ない。

### ③ ガーダー架設と張出し架設

これら二つの方法は、プレキャストセグメントの接合位置への運搬方法が異なる点を除いては、柱頭部製作後張出して架設する点で、ほぼ同様の架設であるといえる。場所打ち部の処理が残るものの、長大径間のスラブトラス構造の施工において重要な工法と考えられる。しかし、張出し架設時の片持ち状態の断面力に対して、上下の床版部材に同量のプレストレスを導入することは余分なPC鋼材が必要となる。片持ち張出し長ができるだけ長くないような工法を併用する必要がある。

### ④ 押出し架設

従来の箱桁橋における押出し工法の適用支間長は40～60m程度とされている。これは、60mを超える箱桁橋では等桁高での橋梁計画が不経済になること、および押出し時の支点反力が増加し仮支柱や押出し装置の規模が大きくなるためである。

これに対して、スラブトラス構造では、等桁高が基本であることと、高強度コンクリートの利用で自重が軽減することから、上記に述べた従来の箱桁橋の適用範囲を拡張できるものと考えられる。また、上下床版部材に同量のプレストレスを与えることにより、押出し架設時に作用する断面力の交番に対して有効な補強が行われることとなる。

施工上の問題点としては、押出し装置に工夫を必要とする点、また、これを設置するスペースの確保が必要な点が挙げられるが、後述するように十分対処可能な問題である。

以上、①～④において各架設工法の適用性について考察を行った。一部解決しなければならない課題は残っているが、いずれの架設工法も現場条件などに応じて適切な使い分けが可能であると考えてよいものである。

これらの中でも特に押出し架設工法に着目すると次のことが言える。

- ① 場所打ちコンクリート部を必要としない。
- ② 大型の揚重設備が不要である。
- ③ プレキャスト部材の組み立てを製作ヤードの一か所で集中管理できる。
- ④ 他の場所打ち工法に比べて省力化、工期短縮が可能である。

⑤ 上下床版部材およびトラス部材への同量のプレストレスの導入により二次応力を消去するという本構造の構造的合理性が、架設中の曲げモーメントの交番への対処目的と合致する。

スラブトラス構造の架設に押出し架設を適用すると、以上のように利点が挙げられる。そこで、最適の押出し架設に焦点を絞って詳細に施工手順を検討する。

## 7.3 押出し工法による架設の詳細

### 7.3.1 施工条件

施工条件は次の通りである。

- ① 橋台、橋脚間に仮支柱の設置が可能である。
- ② 製作ヤードを橋台後方に確保できる。
- ③ プレキャストセグメントの仮置きヤードを製作ヤードを後方に確保できる。
- ④ 一サイクルの製作・押出し長を約15mとする。

このような条件下で、全体的な施工計画を立案し、細部の手順を示すことにより、押出し架設が実際に適用できることを明らかにする。

### 7.3.2 全体施工計画と施工順序

図-7.3.1に全体計画図を、図-7.3.2に施工手順のフローチャートを示す。部材製作は工場で行うものとし、これを現場に運搬、所定のヤードに仮置きする(仮置きヤード)。

セグメント組立て場と製作ヤードおよび組立て前の仮置きヤードには、門型クレーン2基を据える。セグメントの運搬用と資材運搬用である。

前者は、セグメント一個の重量が約12tf(図-4.4.1 参照)であるので、30tf吊りクレーンを用い、後者は5tf吊りクレーンとする。

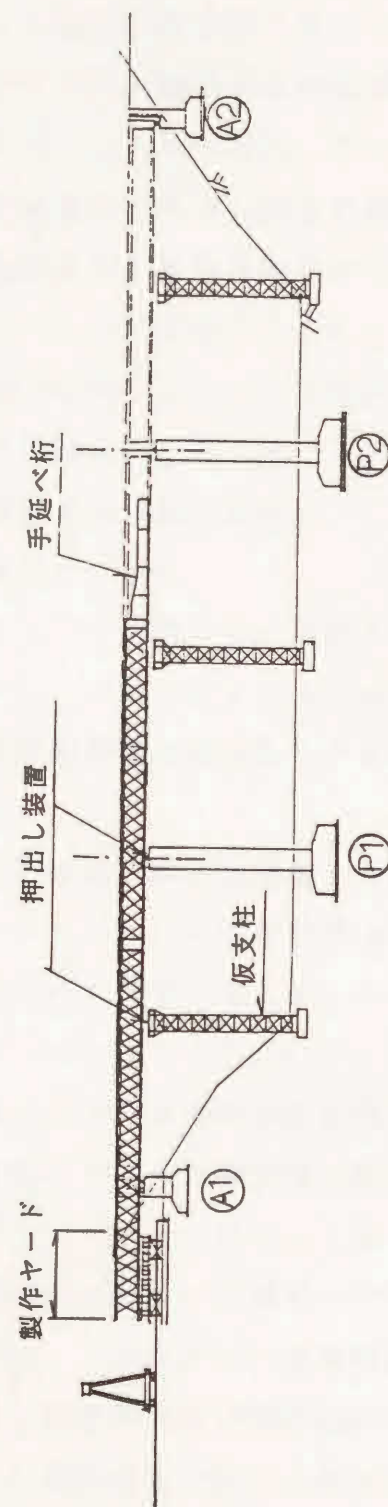
雨天時の作業性、接着剤などの品質管理の面で、製作ヤードには屋根を設置する。

### 7.3.3 部材の製作と運搬

プレキャスト部材は鋼製型枠を使用して工場で作成する。現場で組立てると



計画側面図



計画平面図

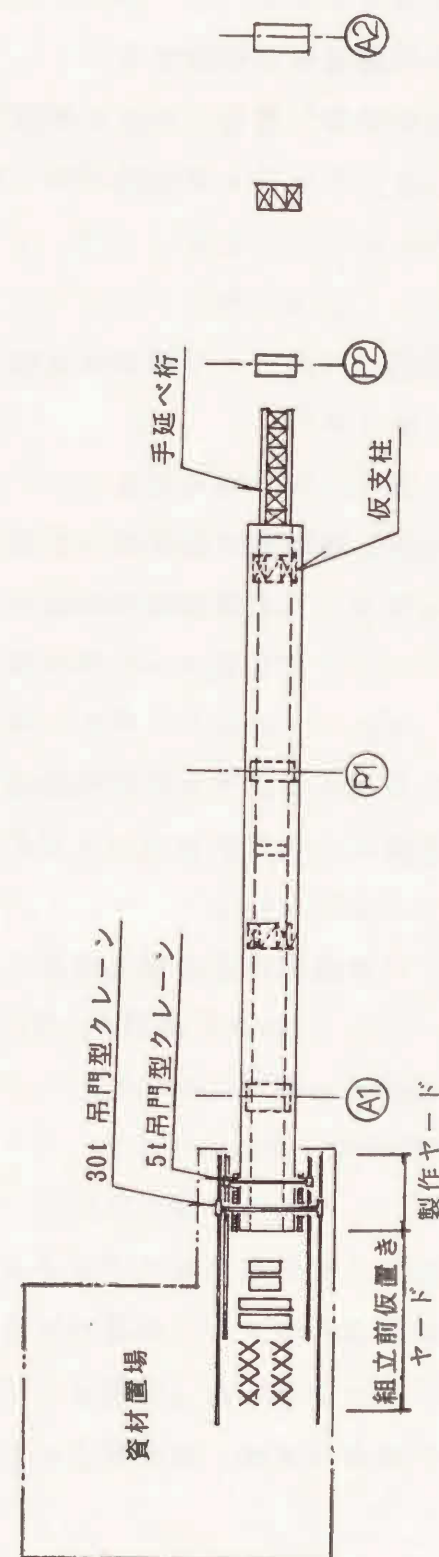


図-7.3.1 押出し架設全体計画図

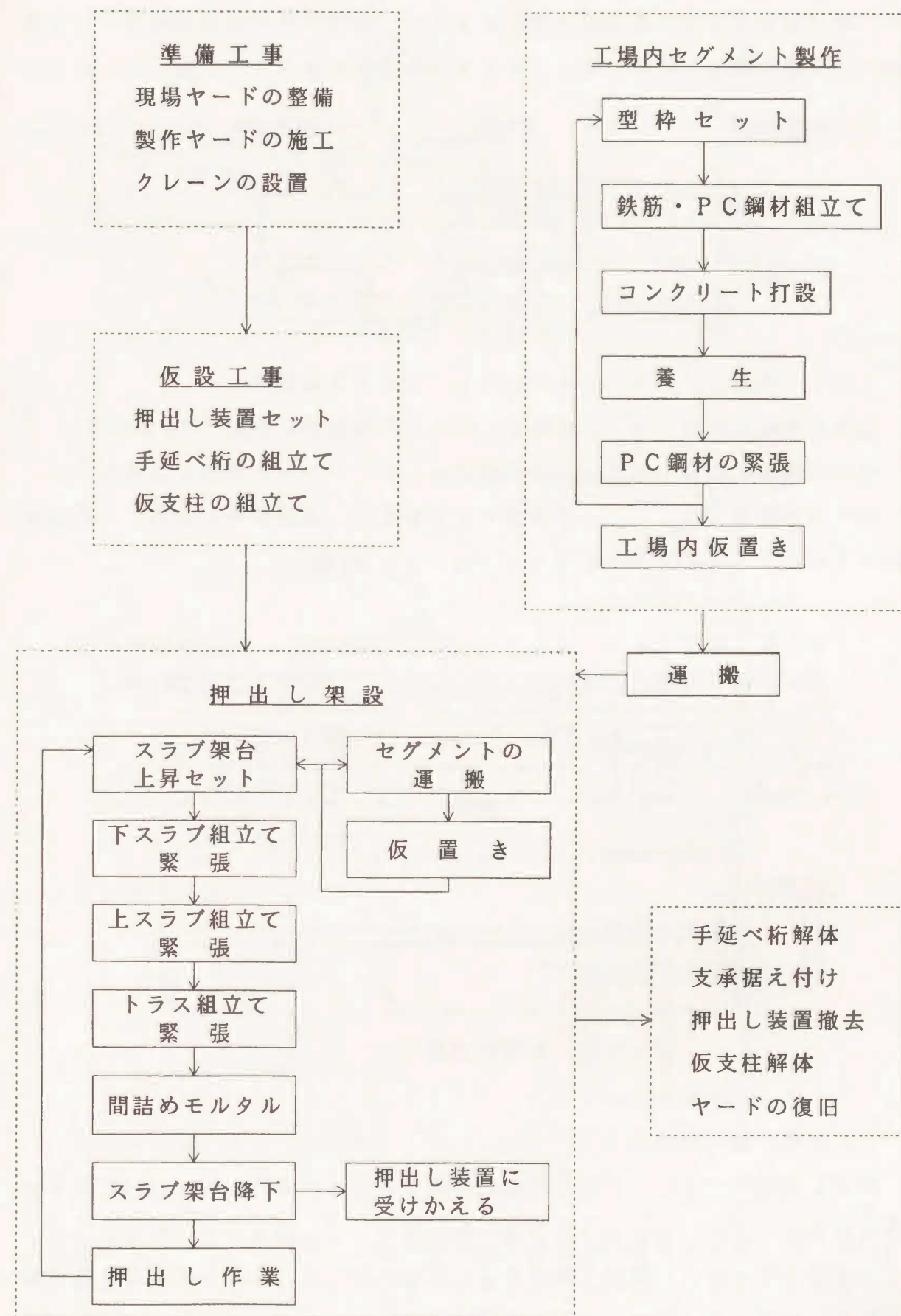


図-7.3.2 施工手順フローチャート



き、隣接部材の小口が完全に一致するように、製作ずみの隣接部材の小口を型枠にして次の部材を打設するマッチキャスト方式で製作する（図-7.3.3）。

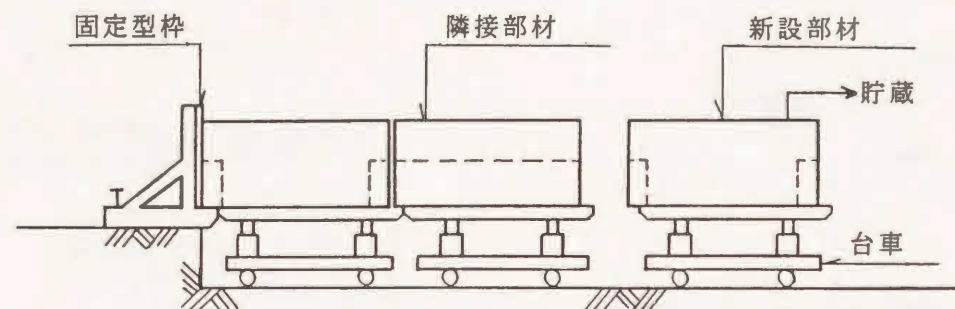


図-7.3.3 マッチキャスト方式による部材製作

部材の橋軸方向長さは、上床版が1.25m、下床版は2.5mとする。

部材の運搬に、例えば30tonの高床式セミトレーラーを使用する場合、トレーラーの運搬能力により一台で運搬できる数量は上床版部材が3個、下床版部材が6個、トラス部材が6個である（図-7.3.4参照）。

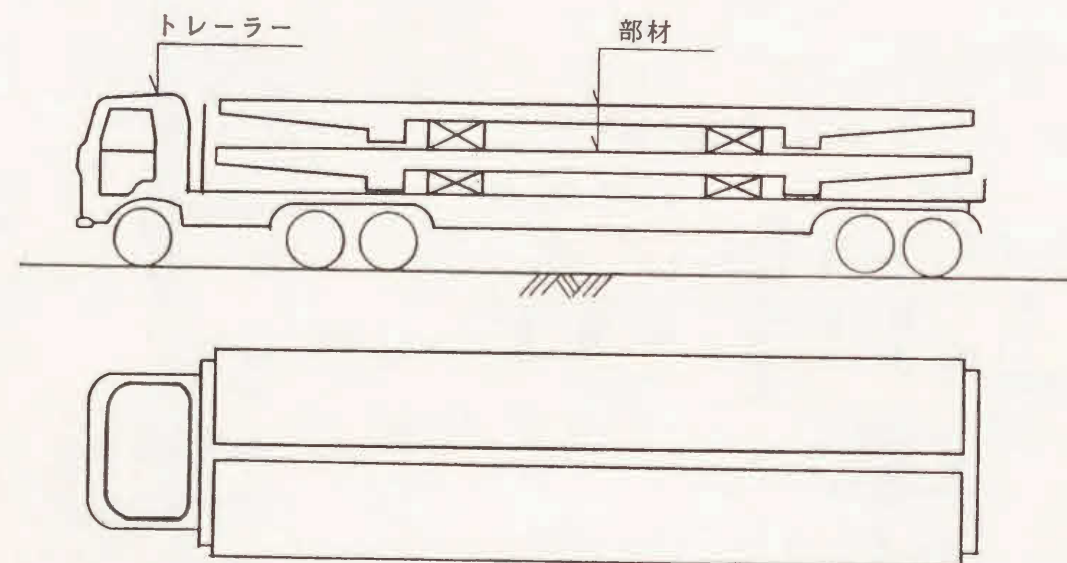


図-7.3.4 部材の運搬

#### 7.3.4 手延べ桁の据付け

押し出し架設時に主桁に生じる断面力を減少させるために、図-7.3.5に示すように押し出す方向の主桁先端に手延べ桁を取付ける。鋼製手延べ桁とスラブトラス構造本体とはPC鋼棒で緊結する。手延べ桁の長さは、一般に最大支間60%程度とするので、23m（ $\approx 37.5 \times 0.6$ ）とする。

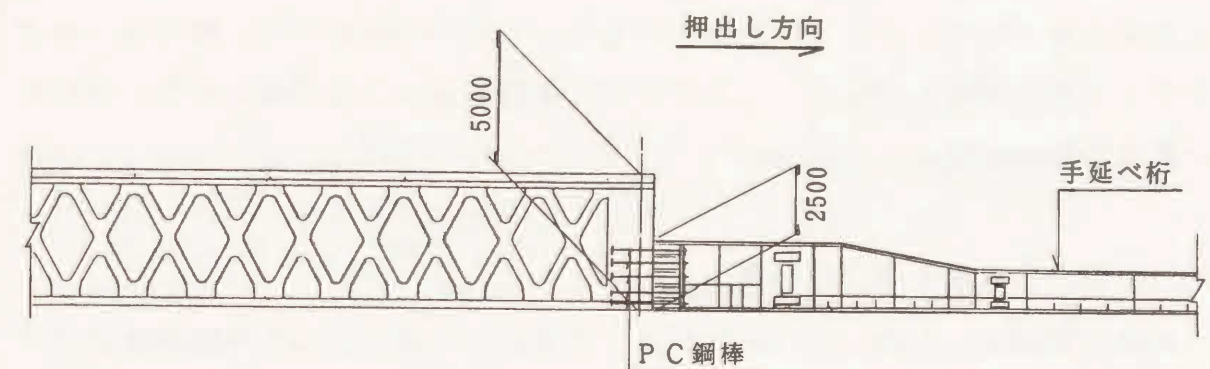


図-7.3.5 手延べ桁取付図

#### 7.3.5 組立てヤードと部材の組立て

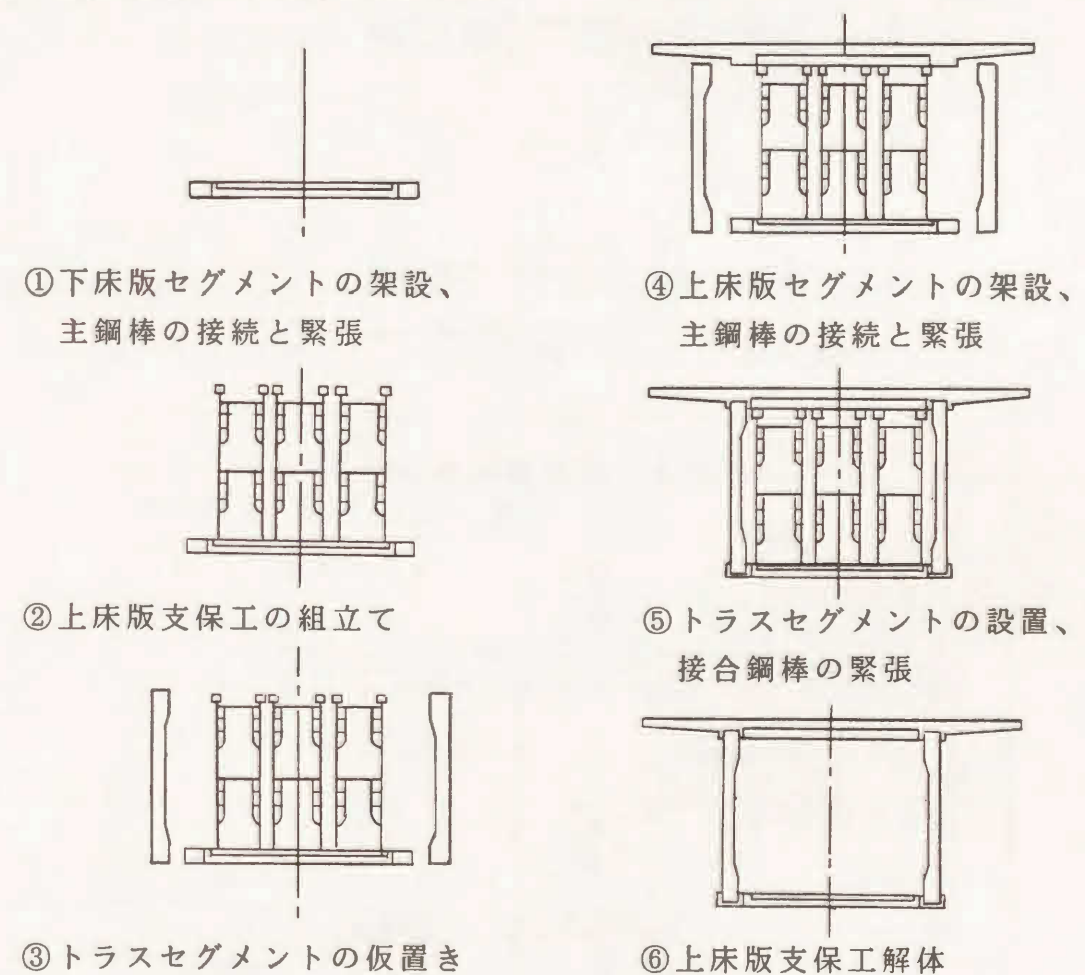


図-7.3.6 部材の組立て順序

組立てヤードは、工事中に作用する鉛直荷重および横方向荷重に対して、有害な変形や沈下が生じないように堅固な構造とする。もし、沈下した場合でも



計画高に復元できるように、底面には油圧ジャッキを配置する。部材は、組立てヤードにて橋軸方向長さ15mを組立て、鋼棒を緊張して一体化する。各部材の組立て順序を図-7.3.6に示す。

### 7.3.6 押出し装置と押出し作業

押出し装置は、鉛直ジャッキとスライド架台から成り、これらを側面トラスの直下にセットする。図-7.3.7および8に示すように、押出し中鉛直ジャッキが下床版とトラスの接続部の直下に来るように、押出しストロークはトラス間隔と同じく2.5mとする。押出し要領を図-7.3.9に示す。

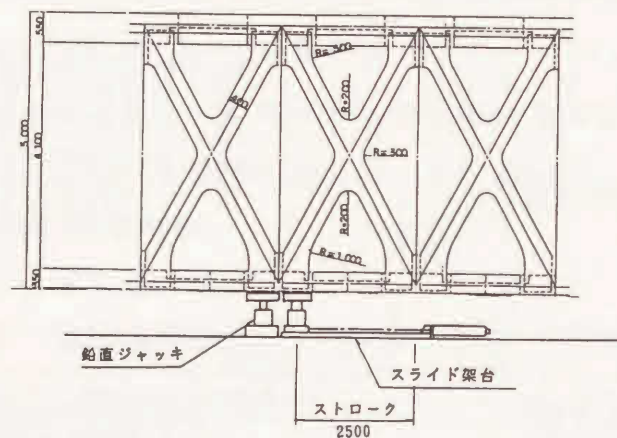


図-7.3.7 押出し装置据付側面図

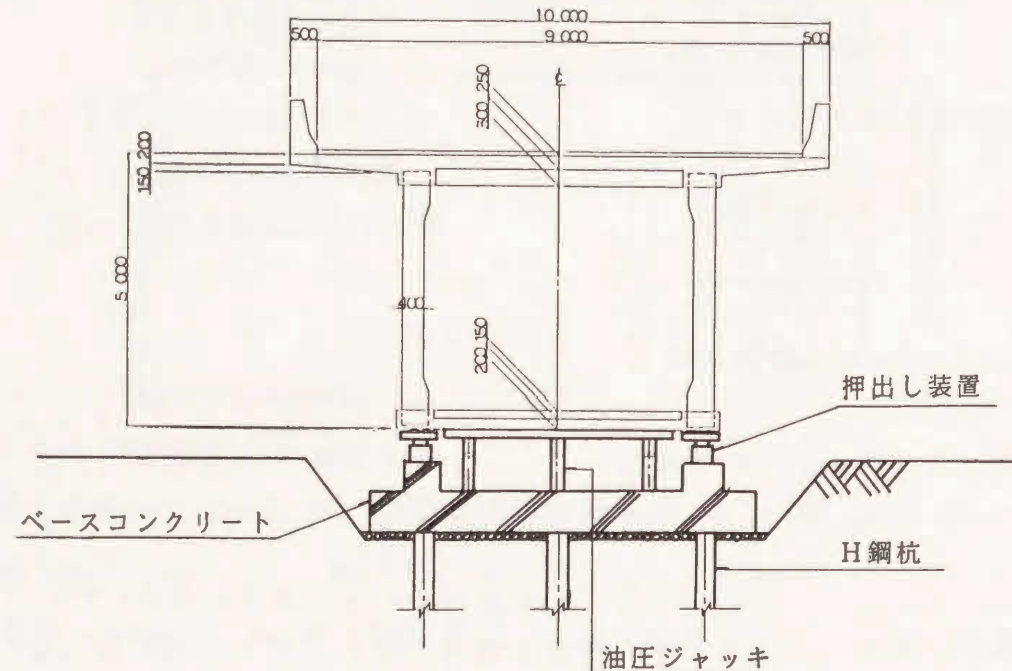
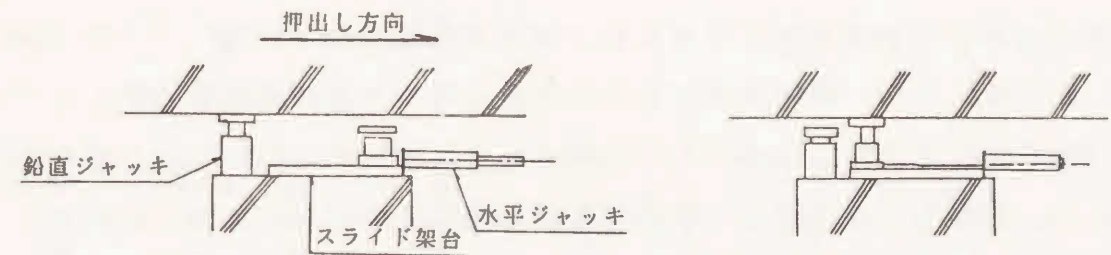


図-7.3.8 押出し装置据付断面図



①鉛直油圧ジャッキにて桁をわずかに持ち上げる。

③鉛直ジャッキの圧力を下げて、桁をスライドジャッキ上に下ろす。

②スライド架台上のスライドジャッキを水平油圧ジャッキにて後方に移動する。

④水平油圧ジャッキを作動し、桁をスライドジャッキとともにスライド架台上を滑らせ、押し出す。

図-7.3.9 押出し要領

### 7.3.7 標準施工サイクル

標準施工サイクルは、表-7.3.1に示すように5日である。

表-7.3.1 スラプトラス構造押出し工法の標準サイクル

工 種	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日
押 出 し 架 設	■				
下スラブ架台セット		■			
下スラブ接合・緊張		■			
上スラブ架台セット			■		
上スラブ接合・緊張			■		
トラス接合・緊張				■	
トラス間詰め				■	
養 生					■
上・下スラブ架台撤去					■

### 7.4 実構造物への適用に関する考察

#### 7.4.1 施工性、工期に関する考察

##### (1) 施工性に関する考察



高強度コンクリートスラブトラス構造の施工方法について7.2節、7.3節で検討した。7.2節では、一部解決すべき点があるものの従来の箱桁橋の架設工法で施工が可能であること、なかでも特に押出し工法が有利であることを示した。7.3節では、押出し工法を用いた場合の重要な施工段階について詳しい検討を行い、この工法による施工が実際に可能であることを示す。

## (2) 工期に関する考察

施工工期について、従来の箱桁橋の押出し施工の場合と比較する。表-7.4.1はP C建設業協会の押出し工法標準積算要領に示されているP C桁橋（ブロック長15m以下）の標準施工サイクルである。これを表-7.3.1のスラブトラス構造の場合と比較すると、1サイクル当りの日差 $\Delta$ は次のようになる。

$$\Delta = 8 - 5 = 3 \text{ 日}$$

4週8休と祝祭日を含めた稼働効率を0.75とすると、稼働工程一サイクル当りの日差 $\Delta'$ は次のようになる。

$$\Delta' = 3 / 0.75 = 4 \text{ 日}$$

両者の押出し架設における工程上の差異は、この一サイクルの差異とヤード準備工だけであると考えてよい。現場打ち押出しと比べるとヤード準備工についてはスラブトラス構造の場合の方が敷地占有面積を必要とする。また、プレキャストセグメントの仮置き設備が必要であることから約20日多くの日数を要すると考える。

したがって、両者の工程差は次の通りである。

全長 $60 + 75 + 60 = 195\text{m}$ より、

$$\Sigma \Delta = (195\text{m} / 15\text{m}) \times 4 - 20 = 52 - 20$$

$$= 32 \text{ 日} \approx 1 \text{ カ月}$$

すなわち、スラブトラス構造は場所打ち箱桁橋と比べて、約一カ月工程を短縮できる。

表-7.4.2に従来の箱桁橋を場所打ち片持張出し架設した場合とプレキャストセグメントで片持張出し架設施工した場合との工程比較を示す。場所打ちに対してはいうまでもなく、プレキャストセグメント工法に対しても、全体で約一カ月の工期短縮となる。本構造の工期短縮面での優位性が明らかになった。

表-7.4.1 一般P C箱桁橋押出し工法の標準サイクル

工 種	1 日	2 日	3 日	4 日	5 日	6 日	7 日	8 日
1. 押出し架設	■							
2. 下床版及び側型枠セット		■						
3. 下床版、腹部鉄筋、PC鋼棒セット		■	■					
4. 内型枠セット			■	■				
5. 上床版鉄筋PC鋼棒セット				■	■			
6. コンクリート打設						■		
7. コンクリート養生						■	■	■
8. 緊 張								■

※ P C建設業協会 押出し工法標準積算要領より

表-7.4.2 従来の箱桁の片持ち架設(場所打ち、プレキャストセグメント)との工程比較(日)

工 種	場 所 打 ち 片持ち架設	プレキャストセグメント 片持ち架設	※ 準備工、後片付けを除く	
			工 種	スラブトラス構造
柱頭部製作	60	60	製作ヤード	60
基準ブロック製作	—	10	仮支柱、手延べ桁	30
ブロック運搬仮設備	—	30	押出し架設	90
ワーゲン組立て	9	9	手延べ解体	8
ブロック架設	85	28	支保据付	15
ワーゲン解体	6	6	仮支柱解体	15
ワーゲン組立て	9	9		
ブロック架設	45	28		
側径間閉合	95	45		
中央径間閉合	20	20		
合 計	319日	245 日	合 計	218

※ワーゲンは2基を転用する一般的な方法とする。



## 7.4.2 経済性に関する考察

### (1) 工費に関する考察

試設計で算出された数量に基づき工事費を算出する。この結果を表-7.4.3に示す。

表-7.4.3 スラブラス構造の上部工概略工費(押し出し工法)

工 種	数 量	金 額 (千円)
コンクリート	1353 m <sup>3</sup>	40,590
型 枠	7300 m <sup>2</sup>	36,500
鉄 筋	270 t	40,500
P C 鋼 材	109 t	136,250
支 承	8 ケ	24,000
仮 支 柱 工	3 基	15,000
組立て押し出し工	1 式	130,000
運 搬 工	3300 t	19,800
直 接 工 事 計		442,640
間 接 工 事 費		133,360
総 工 費		576,000
m <sup>2</sup> 単 価	面積 195m×10m = 1950m <sup>2</sup>	296 千円/m <sup>2</sup>

これに対して、押し出し工法で施工された従来の箱桁橋の概略工費(橋面積当りの工費)を支間に対して表したものを図-7.4.1に示す。

図-7.4.1から推定される支間75m(実績では最大64m)の場合の工費は、約310千円/m<sup>2</sup>である。表-7.4.2とこれを比較すると、

$$296/310 = 0.954$$

となる。すなわち、約5%の工費減となることがわかる。

また、図-7.4.2に従来の箱桁橋を場所打ち、ならびにプレキャストセグメントとによる片持ち架設した場合の工費を示す。スラブラス構造を押し出し架設した場合は、両者の中間程度の工費となることがわかる。

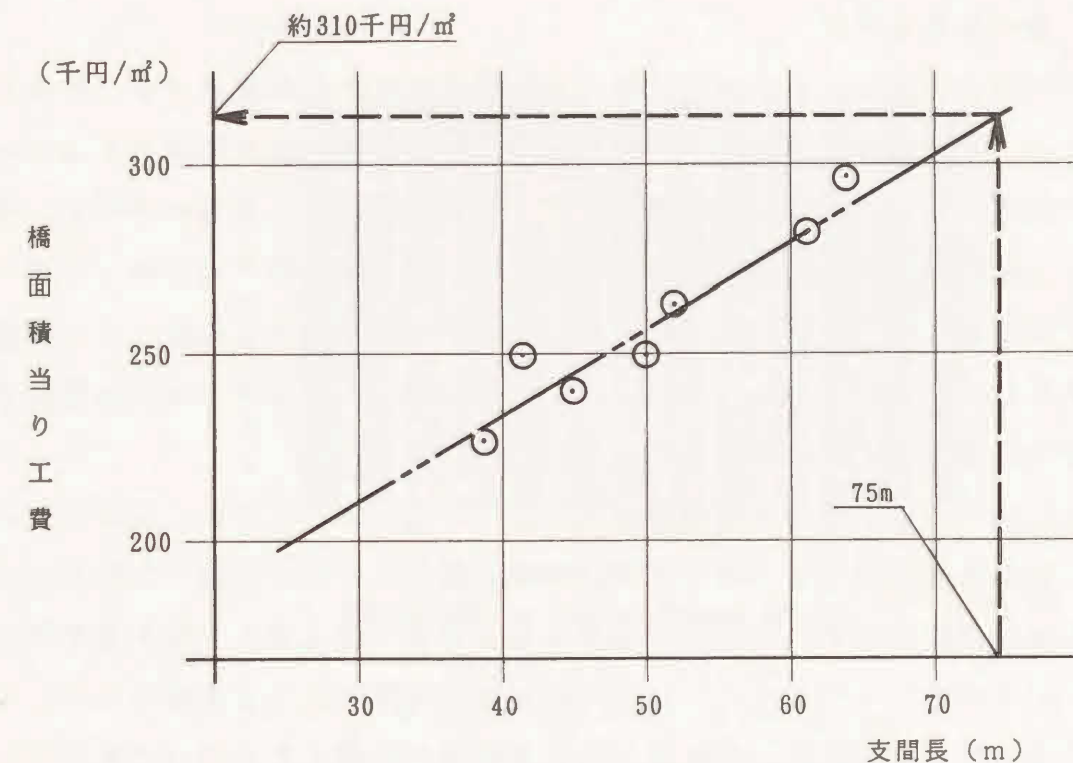


図-7.4.1 橋面積当り工費と支間長の関係

(従来の箱桁橋の押し出し架設工法)

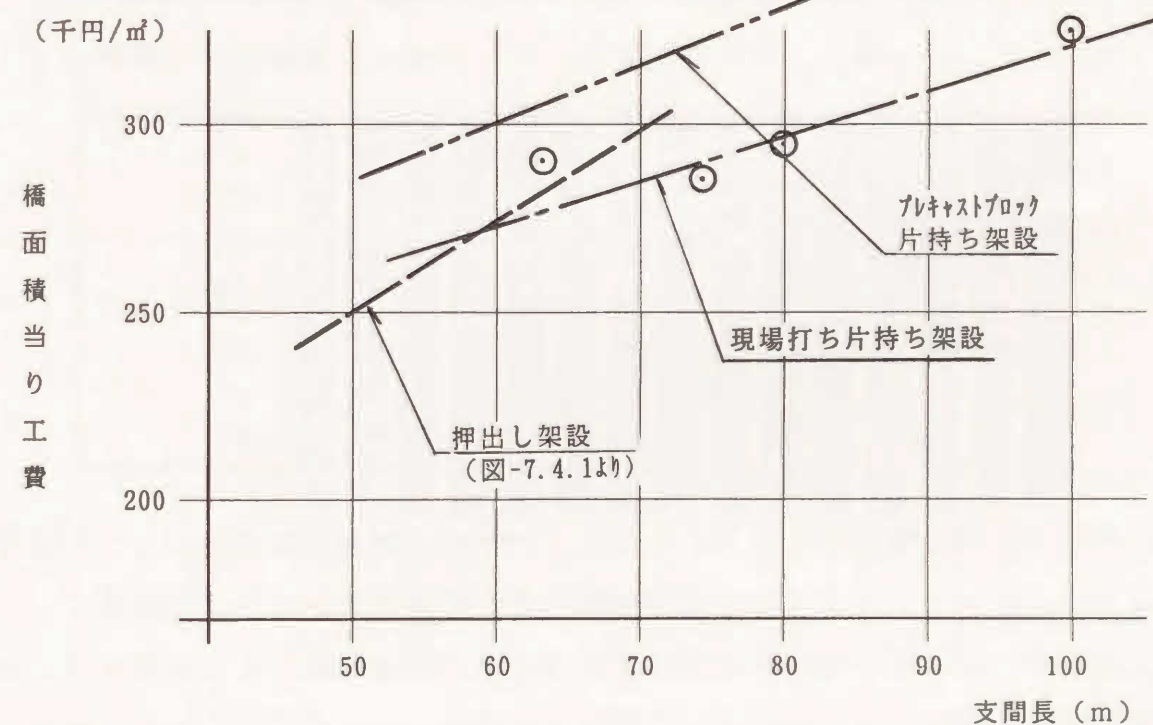


図-7.4.2 橋面積当り工費と支間長の関係

(従来の箱桁橋の片持ち架設工法)



## (2) 労務費に関する考察

スラブラス構造がどの程度の労務・人件費となるのかを推測することは非常に難しい。それは実際の施工に基づくものでなければ正確に把握できないないからである。そこで、ここでは既設のPC桁橋の労務・人件費について、枠組支保工、片持ち張出し工法、押出し架設工法、プレキャスト（ブロックポステン）工法の4つの工法に対して調査を行い、プレキャスト工法としての特徴を浮き彫りにすることとする。なお、ここでのブロックポステンは20m程度までの支間に適用される工法のものである。

表-7.4.3に4つの工法の平均値を示すが、プレキャストセグメント工法についてはデータが少ないので（ ）内で示す。なお、図-7.4.3(1)、図-7.4.3(2)に3つの工法の内訳を示す。いずれの比率も純工事費（総工費から粗利益を除いたもの）に対するもので示す。これらの数値は、現場における労務と人件費を表すものであり、コンクリート製品として工場等から購入する場合は製作労務は材料費に含まれることになる。表値からプレキャストセグメント工法が他工

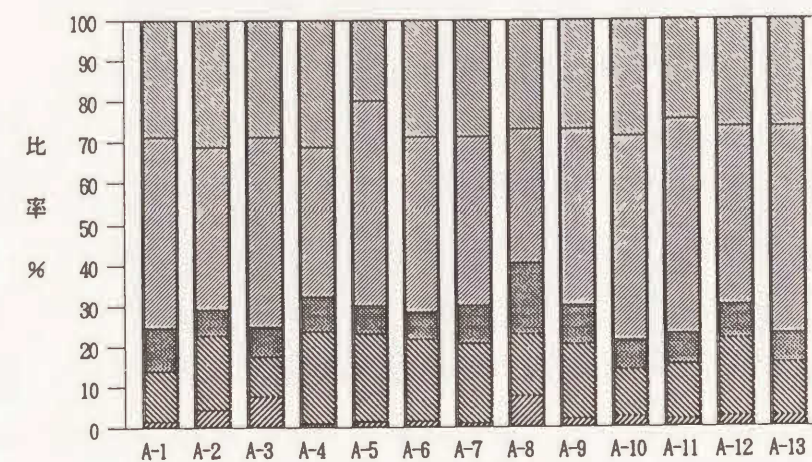
表-7.4.3 労務費・人件費比率比較表 (%)

工 法	労務費	人件費	労務費+人件費
枠組支保工 (全支保工)	28.3	7.5	35.8
片持ち張出し工法	28.1 (28.1)	8.4 (5.5)	36.5 (32.0)
押出し架設工法	25.9	8.2	34.1
プレキャストセグメント工法 (ブロックポステン)	9.1	1.9	11.0

法に比して現場労務を30%以下にすること、また、押出し工法によっても場所打ち工法に比べて、若干ではあるが現場労務が低減されることがわかる。

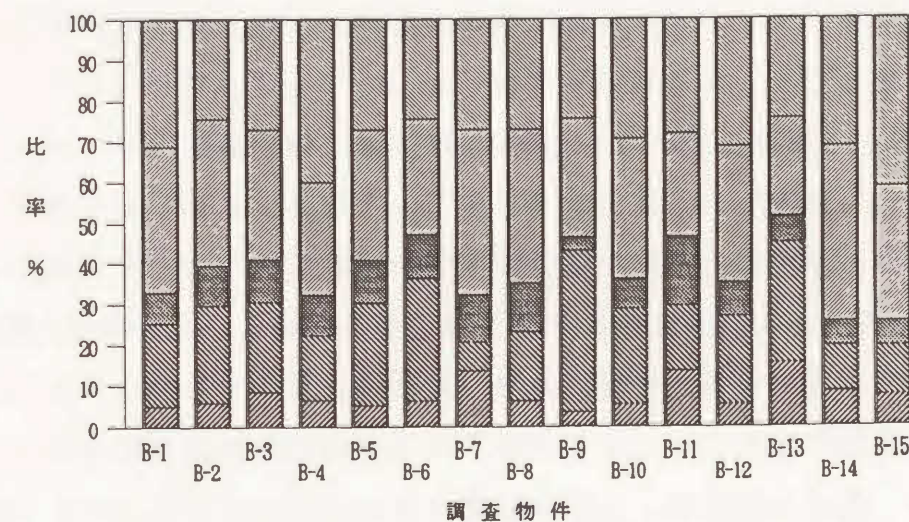
これらのことから、プレキャストスラブラス構造を用いることにより、従来の箱桁橋の場所打ち工法に比して現場労務費が減少すること、また、押出し架設工法を用いることによりさらに若干ではあるが、労務費が低減されるものと考えられる。

## (a) 枠組支保工



調査物件	(請負金額-粗利益)に対する比率 (%)					合 計
	材 料 費 (%)	労 務 費 (%)	機 械 費 (%)	人 件 費 (%)	そ の 他 (%)	
平 均	43.9	28.3	3.7	7.5	16.6	100.0

## (b) 片持ち張出し工法



調査物件	材 料 費 (%)	労 務 費 (%)	機 械 費 (%)	人 件 費 (%)	そ の 他 (%)	合 計
平 均	33.6	28.1	9.2	8.4	20.7	100.0

図-7.4.3(1) 工法別工費内訳



(c) 押出し架設工法

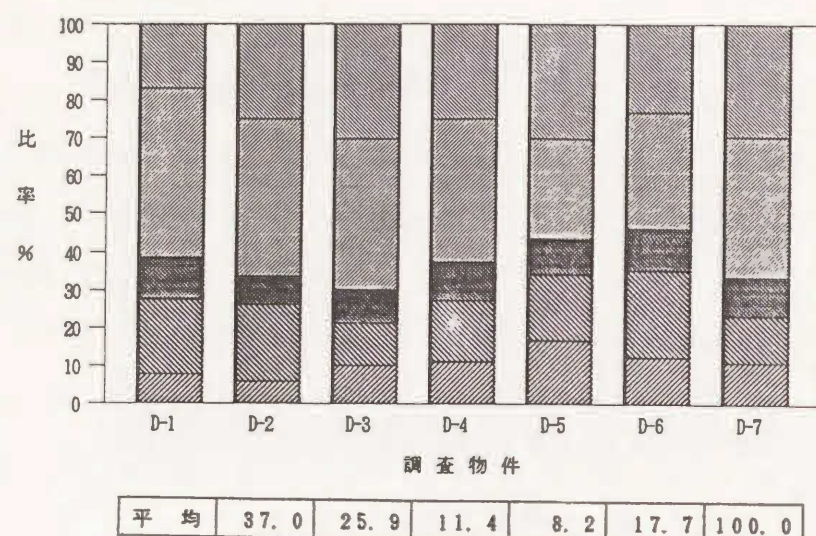


図-7.4.3(2)工法別工費内訳

## 7.5 むすび

実構造物での本構造の適用に関する検討の結果、次の結論が得られた。

①スラブラス構造の架設は、プレキャストセグメントによる押出し架設工法が、最も適した架設工法である。

②押出し架設によるスラブラス構造と従来の箱桁構造を、押出し工法、プレキャストセグメント工法および場所打ち片持張出し工法と比較すると、次のことが言える。

(a) いずれの架設工法よりも15～30%程度の工期短縮が可能である。

(b) 5～10%程度のコストダウンとなる。これはプレキャストセグメントおよび場所打ち片持張出しの両架設工法の間程度のコストとなる。

(c) 現場労務費の比率は他のどの工法よりも低減し、しかも30%以下になることから施工の省力化の可能性を推測できる。

以上を総括して、プレキャストセグメントによる押出し架設するスラブラス構造は、施工の優位性、工期の短縮、経済性などから総合的に判断して、実構造物に十分適用でき、施工の省力化が図れる構造であることが検証できた。

## 第8章 結 論

近年、架橋地点を取り巻く環境は、ますます多様化、複雑化し、高度な橋梁技術が要求されている。このような状況下において、コンクリート橋の場合には、その重さが致命的な欠点ともなる。今後のコンクリート橋、特にPC橋の発展にとって、その軽量化やスパンの長大化、施工の省力化などは最重点の技術課題である。

最近になって、この欠点を克服するために様々な創意工夫が行われている。高強度コンクリートの利用もそのひとつである。しかし、その利用状況をみると、従来の構造部材や断面形状での普通コンクリートの代替的な使われ方であって、これまでのPC橋の設計、施工に関する一般的概念を超えていない。高強度コンクリートの特性を十分活用することで、構造性能や施工性の向上を図るという点では課題が残る。

一方、最近の建設労務事情の逼迫から、プレキャストセグメント工法が施工の合理化、省力化などの点から注目されている。しかし、これらも従来の構造あるいは構造形式の枠のなかでのプレキャスト化やプレハブ化しか考えられていないのが現状である。

以上のような実情を踏まえ、その構造的な解決策のひとつとして、使用材料の高強度化とその材料特性の活用によって構造を軽量化し、スパンの長大化やプレキャスト化による施工の省力化が図れる新しい構造、すなわち、高強度コンクリートを有効利用できるスラブラス構造を提案した。

そして、この構造が合理的で、かつ実用的構造であることを実証するために以下の研究を行った。

① 既往の技術により従来の構造を軽量化するうえでの問題点を整理し、これを踏まえて、圧縮強度80～100MPa程度の高強度コンクリートを有効利用できる新しい構造、すなわち、スラブラス構造を提案し、構造的な特徴づけをする。

② 高強度コンクリートの化学的特性、物理的特性、力学的特性に関する既往の研究と実験的研究から、想定圧縮強度が現在のコンクリート技術で十分実用化できる強度であることを明らかにし、実用的な設計用値について考察する。

③ 本構造の有効性を従来の構造と実構造物で比較設計することで明らかにす



る。

④本構造の力学的特性を把握するために、全体模型による載荷試験を行い、あわせて、全体構造の供試体の製作を通して、その施工性について調査する。

⑤接合部の応力伝達機構の解明とその施工性の確認を目的として、接合部および継目部の載荷試験によりせん断力伝達状況の調査研究を行い、接合部の補強ならびに設計法について検討する。

⑥実構造物への適用をその施工性、工期、経済性などの面から具体的に検討する。

以上の①～⑥の研究から得られた結果を材料特性、構造特性、実構造物での有効性、全体模型実験、接合構造の検討および実構造物への適用の点から要約すると次の通りである。

#### (1) 材料特性

①想定した圧縮強度80～100MPa程度の高強度コンクリートは、現在のコンクリート技術で十分実用化が可能である。そして、その力学的特性と設計用値は、基本的にCEB-FIP(MC90)ならびに現行の技術基準の規定値の延長線上で考えられる範囲である。

②高強度コンクリートの製造および施工に関しては、構造部材が全てプレキャスト部材に分割されて、工場製品と同様に製作できるので高品質、高精度の部材を保証できる。

#### (2) 構造特性

①スラブトラス構造は基本的に軸力が卓越する構造であるから、高強度コンクリートの圧縮強度を十分に活用できる構造である。また、スラブ部材とトラス部材を一体化した合成構造であるから、曲げおよびねじり剛性の効率がよい構造である。

②新しい考案に基づくプレキャスト部材の組立方法およびPC鋼材の配置方法により、二次応力の発生を低レベルに抑えられる効率的な構造である。また、このことが架設時にも活かされる合理的な構造である。

③構造部材は全て容易にプレキャスト部材に分割でき、接合、組み立てることができる、プレキャストセグメント工法に最適の構造である。

④本構造のポイントであるプレキャスト部材の接合は、摩擦接合と直接せん断接合の二重の応力伝達機能を有しており、信頼性の高い構造である。また、この接合構造は場所打ちコンクリート部分を必要とせず、施工上有利な構造である。

#### (3) 実構造物での有効性

①高強度コンクリートの有効利用による部材の縮小と効率的なプレストレスの導入、および架設時に余分な施工を必要としないことから、使用材料は低減し、自重が大幅に軽減する。

②使用材料の経済効果から、本構造は適用頻度が高いスパン 50～100m 規模のPC橋への適用が有効である。

#### (4) 全体模型実験

①本構造は、全体模型による載荷試験の測定値と理論値がよく近似しており、トラス構造として解析できる。

②偏心載荷試験での床版左右の変位量の差が小さいことから、非合成トラス構造に比べて、横方向剛性が大きい構造であることが実証できた。

③スラブ部材とトラス部材との摩擦接合部は、設計荷重状態で十分な耐力を有することが検証できた。

④プレキャスト部材は比較的容易に接合、組み立てることができ、その施工性を確認できた。

#### (5) プレキャスト部材の接合構造の検討

①摩擦接合と直接せん断接合の二重のせん断伝達機能を有する接合部の模型載荷試験の結果から、本接合構造は設計荷重状態および終局荷重状態で、静的荷重に対し十分な耐力を有することが検証できた。

②インサート・ボルトにより直接せん断力を伝達する構造を新しく考案し、いくつかのパラメーターを組み合わせた継目部の耐力試験の結果から、継目部のせん断耐力式を提案し、接合部の合理的な補強法や設計法が可能となった。

③全体模型実験および接合部の模型実験の供試体を製作することにより、その施工性が調査でき、摩擦接合で架設し、続いて直接せん断接合を付加する架設手順は、実構造物へ十分適用できるものであり、省力化、工期の短縮に有効である。



#### (6) 実構造物への適用性

①本構造の架設にあたっては、プレキャストセグメントによる押出し架設工法が最も適した工法である。従来工法に比べて、架設時の余分な補強を必要とせず、スパン 50~100m 規模の P C 橋でも押出し架設工法が可能である。材料の軽減、施工の簡素化、工期の短縮、工費の削減の点で優位性が高い。

②本構造のプレキャスト部材は、縮小化、軽量化しており、しかも、その形状が単純なことから標準化し易い。したがって、製作や運搬、架設などに大型の機械設備や広い作業ヤードなどを必要とせず施工の省力化が図れる。

以上、想定した材料強度と実構造物での設計、施工上からの有効性、適用性に関する検討、および構造模型の耐力試験による構造の妥当性に関する検証の結果を総合的に判断すると、新しく提案したスラブトラス構造は、P C 橋を軽量化し、スパンの長大化や施工の省力化に十分対応できる合理的、かつ実用的な構造であると結論できる。

これらの諸点に加えて、今後の本構造の発展性について述べる。

P C 上部構造の軽量化は、コンクリート自重の断面力の全体に占める割合がスパンの長大化につれて大きくなることから、構造的にスパンの長大化につながり、下部構造への荷重の軽減ともなる。したがって、橋梁の上下部工を全体としてみたとき、本構造はさらに有効な構造となることは明らかである。また、このことは構造形式を他の構造と比較のうえでもみたとき、トラス橋での適用スパンの長大化は勿論のこと、よりスパンの長大化が可能な斜張橋、アーチ橋、吊床版橋などへの応用展開が構造的に十分に考えられる。

一方、本構造のポイントは部材接合部の構造とその施工性にある。本研究では、接合 P C 鋼材を低レベルの応力使用状態としている。また、部材の接合は摩擦接合で架設し、直接せん断接合を付加する施工手順としている。しかし、継目部のみ注目したとき、必ずしも、本構造が最適とは言い切れない。構造的にはその疲労問題の検証であり、施工的にはより簡便な構造を開発する必要がある。また、材料の点からは、想定した圧縮強度程度の場所打ちコンクリートの製造と施工、あるいは 100MPa 以上の超高強度コンクリートの実用化は、現在

の段階でもかなり可能性が高い。より高品質、高精度の製造や施工が保証されるとき、本構造が持っている特性は今後の P C 橋の適用範囲をさらに拡大させるものと考えられる。さらに、勿論より高性能の異質構造部材を組み合わせる複合構造への展開なども容易に考えられる。これらのことが今後に残された研究課題でもある。

最後に、本研究は P C 橋を材料、構造、施工の面から、それぞれの特性を最大限に発揮させることができる新しい構造を提案し、これが合理的で、かつ実用的構造であることを実証する形で展開されており、この点に大きな特徴と成果があったと考える。



## 謝 辞

30余年間、建設会社の実務者として従事し、自ら関与したプロジェクトでは新しい技術の提案を試み、その技術的成果を報告書として残してきた。その数は100編を超える程のものとなっていた。

平成3年4月、母校徳島大学に大学院工学研究科博士後期課程が新設された。社会人に対する入学者の選抜には、社会での研究活動状況を示す研究業績調書の提出が必要である。研究業績調書の作成にあたって、これら報告書を著書、学術論文、講演、報告などに分類して、改めて読み返してみると、業務の一環として従事してきた研究開発、技術開発に関連するものが、かなりの数含まれている。しかし、その内容ということでは研究業績というよりも実務技術者の業務そのものである。したがって、研究テーマの選定にあたって、実務者に相応のもので、しかも長年取り組んできた技術の集大成として位置づけられるようテーマをと考えて、新しい構造を提案、研究するという形を選定した。

大学卒業後30余年の時の流れと職務の多忙に加え、自分の自由になる時間内での研究は、いろいろな面で困難を極めた。その都度、会社関係はもとより、直接教えを受けた生産開発工学専攻、河野清教授、宇都宮英彦教授、平尾潔教授、ならびに物性物質工学専攻、林弘教授、猪子富久治教授、村上理一教授をはじめ、多くの方々のご厚情と温かい励ましのお言葉で、どうにか研究論文の完成に漕ぎ着けることができた。

この間、河野教授からは論文内容について丁寧な御指導を賜り、宇都宮、平尾両教授からは論文の内容と共に不備な事項について適切な御教示を頂いた。島弘助教授には実験関係、発表論文の関係で大変お世話になり、コンクリート研究室の小川助手、石丸技官、大学院生の福田英二君ほか学生諸君の御協力を頂いた。

また、今回の研究にあたり、住友建設(株)土木部の熊谷紳一郎課長、佐々木和道君、土木設計部の則久芳行次長、鳥生晃課長、石川真一郎課長、板井栄次課長、新井英雄君、長谷川弘明君を初めとし、非常に多くの方々の御助力を頂いた。

思えば、いかに多くの方々の御好意を受けたことかと痛感するものであります。以上に各位のご芳名を記して、深甚の謝意を表すものであります。

重ねて、巻末に発表文の一覧表を添付し、これまで従事してきたプロジェクトでご指導、ご支援を頂いた多くの方々への感謝の気持とさせていただきます。



学 術 論 文

- 1) 小村 敏・則武邦具：折板構造に関する既往の研究について（その1），コンクリートジャーナル，Vol.9，No.12，pp.71～79，1971年12月
- 2) 小村 敏・則武邦具：折板構造に関する既往の研究について（その2），コンクリートジャーナル，Vol.10，No.1，pp.71～79，1972年1月
- 3) 奥園誠之・寺島治男・則武邦具・安川正春：鉄筋による斜面補強の模型実験と施工，土と基礎，Vol.31，No.9，pp.55～62，1983年9月
- 4) 石田博彰・小林一輔・趙 力采・則武邦具：FRP ロッドを用いたプレストレストコンクリート構造に関する研究，第8回コンクリート工学年次論文報告集 pp.657～660，1986年5月
- 5) K.Noritake, S.Innami : Stabilizing Method for Cut Slope by Reinforcement Bars, 13th ARRR-5th REAAA Combined Conference, Vol.13PROC. part3, pp.61～66, Aug., 1986
- 6) 北村照喜・長尾 哲・則武邦具・印南修三：鉄筋補強工法における情報化施工に関する研究，土木学会論文集，第391号，VI-8，pp.151～160，1988年3月
- 7) S.Mino, K.Noritake, S.Innami : Field Monitoring Procedure of Cut Slopes Reinforced with Steel Bars, International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, pp.323～327, Oct., 1988
- 8) K.Noritake, H.Homma, S.Kumagai, J.Mizutani : Application of AramidFRP Rods for PC Structures, FIP-XIth International Congress on Prestressed Concrete, pp.T54～T56, June, 1990
- 9) K.Noritake, S.Kumagai, K.Idani : Prestressed Concrete Bridge Damaged by Collision of a Barge Crane and Successfully Repaired for Highway Use, International Symposium on Innovations in the Applications of Precasting and Prestressing, pp.58～64, Nov., 1990
- 10) K.Noritake, S.Kumagai, J.Mizutani, H.Mashiko : AramidFRP Pretensioned Road Bridge, International Symposium on Innovations in the Applications of Precasting & Prestressing, Singapore, pp.65～70, Nov., 1990
- 11) K.Noritake, H.Homma, S.Kumagai and J.Mizutani : Application of Aramid FRP Rods for PC Structures, FIP 11th International Congress on Prestressed Concrete, Hamburg, 1990
- 12) 則武邦具・中井裕司・熊谷紳一郎・水谷 淳：アラミド FRP緊張材の使用特性，PC技術協会第2回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.257～260，1990年10月
- 13) 則武邦具・板井栄次・新井英雄・益子博志：アラミド FRPプレテン橋の設計と施工，PC技術協会第2回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.257～260，1990年10月
- 14) R.Kakihara, M.Kamiyoshi, S.Kumagai, K.Noritake : A New Aramid Rod for the Reinforcement of Prestressed Concrete Structures, ASCE, Jan., 1991
- 15) K.Noritake, S.Kumagai, J.Mizutani : Pratical Use of AramidFRP Rods for PC Structures, The Third East Asia-Pacific Conference on Structural Engineer-

- ing and Construction, Apr., 1991
- 16) K.Noritake, S.Kumagai, H.Nishiki : Study on Structural Characteristics and Vibration of a Stress Ribbon Bridge, The Third East Asia-Pasific Conference on Structural Engineeriong & Construction, Apr., 1991
- 17) R.Kakihara, M.Kamiyosi, K.Noritake and S.Kumagai : A New Aramid Rod for the Reinforcement of Prestressed Concrete Structures, Speciality Conference on Advanced Composite in Civil Engineering, ASCE, pp.132～142, 1991,
- 18) Chin Long CHUAH, H.Shima, K.Noritake and S.Kumagai : Strength and Deformational Behaviors of Studs Embedded in High Strength Prestressed Concrete, コンクリート工学年次論文報告集, No.13-2, pp.1033～1038, 1991
- 19) 池田尚治・則武邦具ほか：吊床版構造を活用した自碇式複合PC橋に関する研究，PC技術協会第2回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.41～46，1991
- 20) 則武邦具・中井裕司ほか：AFRPロッドを緊張材に適用した実証橋の設計施工，PC技術協会第2回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.215～219，1991
- 21) 則武邦具・中井裕司・益子博志・水谷 淳：アラミド FRPプレテン橋の設計と施工，PC技術協会第2回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.311～314，1991
- 22) K.Noritake, S.Kumagai, J.Mizutani and K.Mukae : Cobstruction of Prestressed Concrete Berth Using Aramid FRP Rods, Advanced Composite Materials in Bridges and Structure, Canadian Society of Civil Engineering, 1992
- 23) 池田尚治・則武邦具ほか：吊床版構造を活用した自碇式複合PC橋に関する研究，PC技術協会第3回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.202～212，1992
- 24) 則武邦具・新井英雄・高橋正雄・錦 英樹・細野宏巳：石鰐橋の設計と施工，PC技術協会第3回PCの発展に関するシンポジウム論文集，pp.217～222，1992
- 25) 島 弘・則武邦具・河野 清：コンクリートに若材令で持続荷重が作用した時のひずみ変化，徳島大学工学部研究報告，No.37，pp.57～64，1992
- 26) 島 弘・則武邦具・河野 清・石丸啓輔：高強度コンクリートのクリープに関する実験的研究，徳島大学工学部研究報告，No.38，pp.50～58，1993
- 27) K.Noritake, S.Kumagai, J.Mizutani and K.Mukae : Practical Applications of AramidFRP Rods to Prestressed Concrete Structures SP-138, ACI, pp.853～874, March, 1993
- 28) K.Noritake, H.Shima, S.Kumagai, J.Sasaki : A Study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss Members, using High-Strength Concrete, FIP Symposium '93 Kyoto, Japan, pp.319～326, Oct., 1993
- 29) K.Noritake, S.Ikeda, S.Kumagai, J.Muzutani : Study on a New Construction Method for Concrete Structures Using Suspended Concrete Slab, FIP Symposium '93 Kyoto, Japan, pp.425～431, Oct., 1993
- 30) 福田英二・島 弘・則武邦具ほか：インサート・ボルトを用いたプレキャスト部材のせん断接合，コンクリート工学年次論文報告集第15巻第2号，pp.607～612，1993
- 31) 則武邦具・島 弘・河野 清：高強度コンクリートを利用してPC橋を軽量化する新構造の提案，土木学会論文集，No.490/V-23, May, 1994（掲載予定）



# 著書・学会書籍

- 1) 今井 勤・佐藤浩一・五十嵐恒夫・則武邦具：P C長大橋の設計と施工，理工図書，1970年1月
- 2) 小村 敏・秋元泰輔・鈴木素彦・則武邦具・和田信秀・國島正彦：現場技術者のためのコンクリート橋工事ポケットブック，山海堂，1984年9月
- 3) 橋梁構造研究委員会：ピルツ（茸型）P C橋に関する報告書，財）高速道路調査会，1990年3月
- 4) 橋梁構造研究委員会：ピルツ（茸型）P C橋に関する報告書，財）高速道路調査会，1970年3月
- 5) 海洋工事技術委員会：人工島施工技术，（社）日本海洋開発建設協会，1984年3月
- 6) 補強土工法編集委員会：補強土工法，土質工学会編，土質基礎工学ライブラリー-29，1986年5月
- 7) 海洋工事技術委員会：21世紀に向けてこれからの海洋開発，（社）日本海洋開発建設協会，1988年10月
- 8) K. Noritake, S. Kumagai, J. Mizutani : FIBER-REINFORCED-PLASTIC(FRP) REINFORCEMENT FOR CONCRETE STRUCTURES, Properties and Applications, Editor A. Nanni, ELSEVIER, pp. 267~287, 1993

# 研究発表・報告

- 1) 三浦一郎・則武邦具：後楽園ブリッジ設計施工について，プレストレストコンクリート，Vol. 7, No. 2, pp. 10~17, 1965年4月
- 2) 佐藤浩一・則武邦具・鈴木万寿夫：万国博覧会場内P C斜張橋について，プレストレストコンクリート，Vol. 12, No. 3, pp. 8~15, 1970年5月
- 3) 小村 敏・則武邦具・本間秀世：コンクリート橋の折板理論による展開（その1）第27回土木学会年次学術講演会（I），1972年10月
- 4) 小村 敏・則武邦具・本間秀世：コンクリート橋の折板理論による展開（その2）第28回土木学会年次学術講演会（I），1973年10月
- 5) 小村 敏・則武邦具・本間秀世：コンクリート橋の折板理論による展開（その3）第29回土木学会年次学術講演会（I），pp. 159~160, 1974年10月
- 6) 則武邦具・印南修三・佐々木健二・松井 勉：補強材による斜面安定工法に関する実験（その1），第18回土質工学研究発表会，pp. 1263~1264, 1983年6月
- 7) 則武邦具・小浜修一郎・佐々木健二：補強材による斜面安定工法—SW工法—の施工（その1），第18回土質工学研究発表会，pp. 1265~1266, 1983年6月
- 8) 則武邦具・鳥生 晃・水谷 淳：サイロ貯炭システムの開発，建設機械と施工法シンポジウム，pp. 167~170, 1984年5月
- 9) 須田孝夫・則武邦具・瀬川達夫・佐々木健二：補強材による斜面安定工法—SW工法—の施工（その2），第19回土質工学研究発表会，pp. 1319~1320, 1984年6月
- 10) 奥園誠之・長尾哲・則武邦具・印南修三・山内博司：鉄筋による補強斜面の載荷実験，第19回土質工学研究発表会，pp. 1163~1166, 1984年6月
- 11) 花見浩二・則武邦具・鳥生 晃・村上一行・土居洋一：補強材を有する石炭灰固化盤，第19回土質工学研究発表会，pp. 1505~1506, 1984年6月
- 12) 則武邦具・印南修三・佐々木健二：補強材による斜面安定工法の施工例，土木施工，Vol. 25, No. 14, pp. 43~50, 1984年9月
- 13) 花見浩二・則武邦具・鳥生 晃・水谷 淳・土居洋一：補強材を有する石炭灰固化盤，第39回土木学会年次学術講演会（Ⅲ），pp. 275~276, 1984年10月
- 14) 花見浩二・高橋昌之・則武邦具・鳥生 晃・野口保典：補強材を有する石炭灰固化盤の施工，第20回土質工学研究会，pp. 1621~1622, 1985年6月
- 15) 長尾 哲・則武邦具・印南修三：鉄筋による補強斜面の載荷実験時のグラウトと地盤との摩擦抵抗について，第40回土木学会年次学術講演会（Ⅲ），pp. 383~384, 1985年10月
- 16) 秋谷 元・花見浩二・則武邦具・村上一行・鳥生 晃・土居洋一：石炭灰固結柱による泥炭地盤の強化，土質工学会北海道支部／泥炭に関する研究討論会，pp. 51~56, 1986年2月
- 17) 花見浩二・則武邦具・鳥生 晃・村上一行・土居洋一：アッシュコラム工法の実証実験，第21回土質工学研究発表会，pp. 63~66, 1986年6月
- 18) 花見浩二・則武邦具・村上一行・鳥生 晃・土居洋一：アッシュコラム工法の実験的研究（その1），第41回土木学会年次学術講演会（Ⅲ），pp. 67~68, 1986年10月
- 19) 花見浩二・則武邦具・村上一行・鳥生 晃・土居洋一：アッシュコラム工法の実験的研究（その2），第41回土木学会年次学術講演会（Ⅲ），pp. 69~70, 1986年10月



- 20) 則武邦具・板東富士夫・増井好明・熊谷紳一郎：吊床版橋の設計施工—ひぐらし橋—，土木施工，Vol. 29, No. 3, pp. 19~25, 1988年3月
- 21) 則武邦具・熊谷紳一郎：P C吊床版—ひぐらし橋・あづみ野橋—，道路とコンクリート，No. 90, pp. 4~11, 1988年6月
- 22) 則武邦具・熊谷紳一郎：P C吊床版—ひぐらし橋・あづみ野橋—，セメントコンクリート，No. 499, pp. 58~65, 1988年9月
- 23) 則武邦具・小室弥一郎・錦 英樹：あづみ野橋（吊床版橋）の設計と施工，橋梁，Vol. 24, No. 9, pp. 28~33, 1988年9月
- 24) 則武邦具・熊谷紳一郎・錦 英樹・増井好明：PC吊床版橋の設計と施工，第28回プレストレストコンクリート技術協会研究発表会，pp. 107~110, 1988年11月
- 25) 芝尾英一・西本久之輔・則武邦具・直原孝幸：クレーン船の衝突によって損傷したP C橋（青梅大橋）の復旧工事，第28回プレストレストコンクリート技術協会研究発表会，pp. 123~124, 1988年11月
- 26) 水谷 淳・則武邦具・本間秀世・浅井 洋：AFRP異形ロッドの定着機構について，第44回土木学会年次学術講演会（V），pp. 552~553, 1989年10月
- 27) 錦 英樹・則武邦具・熊谷紳一郎：PC吊床版橋の振動使用性の照査，第44回土木学会年次学術講演会（V），pp. 466~467, 1989年10月
- 28) 森 信介・則武邦具・久永紀夫・和田誠一郎：泥土圧シールドの切羽安定管理，第44回土木学会年次学術講演会（Ⅲ），pp. 82~83, 1989年10月
- 29) 西本久之輔・則武邦具・石川真一郎：クレーン船の衝突によって損傷したプレストレストコンクリート橋の復旧工事，第44回土木学会年次学術講演会（VI），pp. 188~189, 1989年10月
- 30) 印南修三・則武邦具・村上 洋：補強材による切土斜面安定工法（SW工法）の施工実績からの考察—施工実績と各要因解析結果より—，第44回土木学会年次学術講演会（VI），pp. 250~251, 1989年10月
- 31) 芝尾英一・西本久之輔・則武邦具・石川真一郎：クレーン船の衝突によって損傷したP C橋（青梅）大橋の復旧工事，プレストレストコンクリート，Vol. 31, No. 6, pp. 23~30, 1989年11月
- 32) 水谷 淳・則武邦具・浅井 洋・熊谷紳一郎：AFRP異形ロッドの付着特性について，第45回土木学会年次学術講演会（V），pp. 606~607, 1990年9月
- 33) 錦 英樹・則武邦具・熊谷紳一郎：PC吊床版橋の経時的挙動について，第45回土木学会年次学術講演会（V），pp. 680~681, 1990年9月
- 34) 黒田賀久・小浜修一郎・則武邦具・桑原秀樹：既設活線トンネルとの近接交差施工について，第45回土木学会年次学術講演会（VI），pp. 180~181, 1990年10月
- 35) 則武邦具・浅井 洋・熊谷紳一郎・水谷 淳：FRP異形ロッドの付着特性について，第45回土木学会年次学術講演会概要集，1990年10月
- 36) 則武邦具・中井裕司・益子博志：アラミドFRPプレテン橋の建設，第46回土木学会年次学術講演会，1991年10月
- 37) 島 弘・河野 清・則武邦具ほか：高強度コンクリートに対するスダットのせん断—すべり関係，第43回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集，pp. 546~565, 1991年5月

- 38) 島 弘・福田英二・三好誠司・則武邦具・佐々木和道：P C橋における高強度コンクリートを有効利用する新構造形式，第44回土木学会中国四国支部研究発表会講演概要集，pp. 640~641, 1992年5月
- 39) 島 弘・福田英二・則武邦具・佐々木和道：インサートとボルトを用いたプレキャスト部材のせん断接合，土木学会第47回全国年次学術講演会概要集，V-381, pp. 792~793, 1992年
- 40) S. Ikeda, K. Noritake, Osama El-Mahdy and H. Minami : Experimental Study on the Construction of a Hybrid Bridge Structure by Utilizing Suspended Concrete Slab, 土木学会第47回年次学術講演会，1992年10月
- 41) 吹上陽之輔・則武邦具・熊野倫行・堤 英生：タイ国「レイクサイドヴィラリゾートプロジェクトの設計」，土木施工，Vol. 33, No. 5 pp. 61~69, 1992
- 42) 吹上陽之輔・則武邦具・熊野倫行・堤 英生：タイ国「レイクサイドヴィラリゾートプロジェクトの設計」，土木施工，Vol. 33, No. 10 pp. 15~22, 1992
- 43) 則武邦具・熊谷紳一郎ほか：アラミドFRPの利用と技術の現状、橋梁、Vol. 29, No. 5, pp. 25~30, 1993年5月



#### その他

- 1) 川原睦人・則武邦具：Finit Elemen法の実用化（その1），土木技術，Vol. 23, No. 6, pp. 42～50, 1968年6月
- 2) 川原睦人・則武邦具：Finit Elemen法の実用化（その2），土木技術，Vol. 23, No. 9, pp. 47～59, 1968年9月
- 3) 則武邦具：海外構造物の紹介，プレストレストコンクリート，Vol. 13, No. 5, 6, pp. 53～56, pp. 56～58, 1971年10, 12月
- 4) 則武邦具：海外構造物の紹介，プレストレストコンクリート，Vol. 14, No. 1, 2, pp. 5～68, pp. 61～64, 1972年2, 4月
- 5) 則武邦具・鳥生 晃・水谷 淳，サイロ内の石炭の挙動について，日本鉱業会誌，pp. 9～12, 1982年10月
- 6) 秋谷 元・花見浩二・則武邦具・鳥生 晃・土居洋一，石炭灰の新しい有効利用技術，土木施工，Vol. 27, No. 6, pp. 81～86, 1986年5月
- 7) 則武邦具・印南修三，鉄筋・S W工法，土木施工，Vol. 41, No. 10, pp. 103～109, 1986年10月
- 8) 則武邦具・則久芳行，プレストレストコンクリート橋の最近の技術動向，建設工業調査会／ベース設計資料31土木編，pp. 52～59, 1987年4月
- 9) 則武邦具・久永紀夫・和田誠一郎・森 信介，泥土圧シールドの情報化施工への一提案，土木施工，Vol. 29, No. 5, pp. 77～82, 1988年5月
- 10) 則武邦具・本間秀世・迎 邦博，AFRPロッドのPC構造物への応用，プレストレストコンクリート，Vol. 30, No. 5, pp. 47～51, 1988年9月
- 11) 則武邦具・則久芳行・板井栄次，プレストレストコンクリート橋の計画について，全国農業土木技術連盟／農業土木北海道，No. 11, pp. 26～43, 1989年3月
- 12) 則武邦具ほか，アーチ橋架設工法概論，プレストレストコンクリート，Vol. 31, 特別号，pp. 84～85, 1989年12月
- 13) 小林一輔・飯島 尚・植田市三・魚本健人・菅原正彦・西岡住夫・野尻陽一・則武邦具・松井肇一・森田幹郎・山口金哉：建設と新素材－ハイテク繊維の利用と問題点，第44回土木学会年次学術講演会研究討論会，1989年10月
- 14) 渡辺邦夫・岡本 伸・許斐信三・沢井布兆・寺澤輝夫・則武邦具・深井 悟：わが国の建築界でのP Cの問題を探る，プレストレストコンクリートVol. 32, No. 3, pp. 5～16, 1990年5月
- 15) 則武邦具・熊谷伸一郎，講座 吊床版橋の設計と施工，プレストレストコンクリート，Vol. 32, No. 3, pp. 71～75, 1990年5月



